



Escola Politècnica Superior
d'Edificació de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

INGENIERÍA DE LA EDIFICACIÓN PROYECTO FINAL DE GRADO

ESTUDIO DE NUDOS RÍGIDOS EN ESTRUCTURAS DE MADERA LAMINADA

Proyectista: Xavier Bosch Canals

Directora: Núria Casquero Modrego

Convocatoria: Junio 2011

RESUMEN

La razón de este proyecto final de grado tiene su origen en otro proyecto final, el que Xavier Bosch Canals presentó en julio de 2010 para la carrera de arquitectura en la ETSAB (UPC). Ese proyecto final estaba emplazado donde actualmente se encuentra el mercado municipal de Calafell. El objetivo de ese proyecto era la definición de la documentación gráfica para la ejecución de la biblioteca-archivo municipal de Calafell. Acompañando a la biblioteca-archivo se realizó una propuesta básica de mercado municipal. Esta propuesta de mercado contemplaba una estructura de madera laminada. El desarrollo y cálculo de esta estructura de madera se propuso como tema original de proyecto en el departamento de construcciones arquitectónicas de la EPSEB. Al plantear uniones de tipo rígido, se denotó una falta de estudios e información al respecto, por ello se decidió enfocar la temática del presente proyecto en la dirección de un estudio sobre este sistema de unión.

El estudio se desarrolla en dos partes. La primera de ellas se compone de varios apartados en los que se analiza el 'estado de la cuestión' de las estructuras de madera. Se estudian las uniones tradicionales, la materia prima y el tipo de sistemas de unión existentes en la actualidad. Esta primera parte sirve de base para poder llevar a cabo el estudio comparativo entre los sistemas de nudos rígidos y articulados, al que se le da forma en la segunda parte del estudio. En segunda fase del estudio, se calculan dos pórticos con sistemas de nudos rígidos y se comparan con sus homólogos articulados. Esto lleva a poder decidir cómo se comportan las uniones rígidas frente a un sistema conocido como es la solución con nudos articulados.

Analizando el estado de la cuestión se llega a la conclusión que las uniones tradicionales en estructuras de madera no contemplan nudos rígidos debido a su complejidad técnica, falta de precisión e inadecuación de la madera a este tipo de soluciones. Para poder realizar este tipo de nudos se debían superar los problemas que surgían de la naturaleza del propio sistema. Se consideran nudos rígidos los que no confieren a sus barras libertad en el giro. Esta limitación de movimiento libera la carga tensional en el tramo central de las barras horizontales y en consecuencia aumenta las tensiones que se producen en el encuentro. Por esta razón se producirán fendas por aplastamiento de la madera y por las variaciones de humedad si no se remedia. El éxito de los nudos rígidos está íntimamente ligado a solucionar estos aspectos. Los defectos por exceso de tensión se solventan con el correcto diseño y aplicación del refuerzo de acero, los debidos a la variación de humedad se solucionan con el uso de madera bilaminada.

Tras analizar los resultados del cálculo se concluye que el sistema rígido aporta un mejor aprovechamiento de la madera. Esto se debe a la aparición de un momento negativo en el nudo que descarga y equilibra la viga. La sección en la viga es de entre un 20-30% menor que su homólogo articulado. Esto permite afirmar que las uniones rígidas reduzcan entre un 10% y un 20% el coste en cuanto a material frente a sistemas articulados. En luces más pequeñas la diferencia de material no es apreciable. Las estructuras rígidas están muy penalizadas por la carga horizontal de viento, lo que obliga a que se usen en estructuras de poca altura.

El sistema rígido que más optimiza la madera es el sistema de nudo corona, consumiendo un 46% menos madera que el nudo armado analizado. Esto se debe a que utiliza una doble sección variable en el pilar, ajustando así el aumento de tamaño en el pilar debido al momento. Esto permite mantener el ahorro obtenido con la viga.

La perpendicularidad de las barras penaliza a los nudos rígidos, si se angula la estructura 30 grados se reduce el consumo de material hasta en una quinta parte. En cuanto al fuego, el sistema de armadura consigue una calificación de resistencia frente al fuego igual que si se tratara de madera sin acero.

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	5
2 ENSAMBLES TRADICIONALES	7
2.1 UNIONES LONGITUDINALES	8
2.2 UNIONES OBLICUAS	14
2.3 UNIONES EN ÁNGULO Y CRUZ	17
3 MATERIALES EN ESTRUCTURAS DE MADERA	21
3.1 LA MADERA	22
3.2 ADHESIVOS	24
3.3 METALES PARA UNIONES	27
3.4 TRATAMIENTOS DE MADERA	28
4 MADERA LAMINADA	29
5 UNIONES EN ESTRUCTURAS DE MADERA LAMINADA	33
5.1 TIPO CLAVIJA	34
5.2 SUPERFICIALES	35
5.3 NUDOS RÍGIDOS	36
6 CÁLCULO DE PÓRTICO MEDIANTE UNIONES RÍGIDAS	43
6.1 SOLICITACIONES DEL PÓRTICO	46
6.2 COMPARATIVA DE PÓRTICOS	46
6.2.1 PÓRTICO ARMADO	47
6.2.2 PÓRTICO ARTICULADO CON PLETINA	50
6.2.3 PÓRTICO UNIÓN TIPO CORONA	53
6.2.4 PÓRTICO DOBLE PILAR ARTICULADO	58
6.3 RESULTADOS	62

7	APLICACIÓN DE PÓRTICO RÍGIDO EN PROYECTO DE MERCADO	65
7.1	ELECCIÓN DE LA MADERA	65
7.2	JUSTIFICACIÓN DE UNIONES	66
7.3	DOCUMENTACIÓN GRÁFICA	67
8	CONCLUSIONES	71
	BIBLIOGRAFÍA	73
	AGRADECIMIENTOS	75

ANEXO 1: TABLAS RESUMEN

- 1.1 TABLA RESUMEN DE ENSAMBLES TRADICIONALES
- 1.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA MADERA ASERRADA
- 1.3 TABLAS RESUMEN DE FIGURAS Y TABLAS
 - 1.3.1. TABLA RESUMEN DE FIGURAS
 - 1.3.2. TABLA RESUMEN DE TABLAS

ANEXO 2: MEMORIAS DE CÁLCULO

- 2.1 CÁLCULOS PÓRTICO ARMADO
- 2.2 CÁLCULOS PÓRTICO ARTICULADO CON PLETINA
- 2.3 CÁLCULOS PÓRTICO UNIÓN TIPO CORONA
- 2.4 CÁLCULOS PÓRTICO DOBLE PILAR ARTICULADO

ANEXO 3: RELACIÓN DE FABRICANTES

1 INTRODUCCIÓN

La madera es el material más antiguo utilizado en la construcción. Ya en la cabaña primitiva encontramos la primera estructura realizada con troncos y uniones articuladas. Su facilidad de obtención, manipulación y relativa ligereza hacen de este material un material idóneo para la construcción. Su resistencia a tracción la hizo imprescindible para cubrir espacios hasta la aparición del arco. En el siglo XX se fue desplazando el uso de la madera por la aparición del hormigón armado.

El resurgir de las estructuras de madera aparece con la aplicación de las resinas en la madera. Con la unión de piezas de madera se obtienen vigas de mayor longitud y con la aparición de la laminación se consiguen tamaños de sección a medida.

Una vez llegados a este punto en el que la materia ha evolucionado se debe plantear mejoras en el tratamiento de sus uniones para optimizar más aun el sistema. Se investigarán los sistemas de uniones tradicionales, buscando respuesta a sistemas más avanzados. Se estudiarán las características de los elementos que componen las estructuras de madera para comprender y optimizar sus funciones.

Este estudio previo servirá para poder entender por qué, cómo, cuánto y cuándo es mejor aplicar los nudos rígidos frente a un sistema convencional (articulado o semirrígido), y cómo los sistemas de nudos rígidos intentan perfeccionar las estructuras de madera convencionales consiguiendo estructuras más sencillas, estables, ecológicas y resistentes al fuego.

Para conseguir una base teórica se han estudiado las principales normativas que afectan a la madera el documento básico Código Técnico de la Edificación SE-M y el Eurocódigo 5. Se ha realizado un análisis la tesis de Martin Uhre Pedersen de la Universidad Técnica de Dinamarca (DTU) en 2002, sobre las uniones de tipo clavija en madera estructural, analizando su funcionamiento empíricamente. Se han analizado publicaciones técnicas de la asociación especializada en madera ITIM, como el libro 'Estructuras de madera. Diseño y Cálculo' que ha servido, junto con las normativas, en la realización del cálculo de las uniones. El cálculo del pórtico se ha realizado mediante programas informáticos adaptados con la normativa española.

El objetivo último de este proyecto es demostrar si los sistemas de nudos rígidos suponen una mejora frente a los sistemas actuales articulados. Para ello se realiza una comparativa de dos sistemas de nudos rígidos existentes en el mercado. Cada uno de los sistemas se compara con sus homólogos articulados. Existiendo al final 2 grupos de dos pórticos, uno articulado y otro rígido. Los sistemas rígidos a comparar son el sistema mediante la inserción de armadura y el de tipo corona.

El trabajo se desarrolla en dos tramos, el primero introduce y sirve de base de conocimiento. En esta parte se analizan los componentes de las estructuras de madera y los tipos de uniones existentes, tanto las actuales como las tradicionales. Una vez conocida la situación actual de las estructuras de madera se adentra en el análisis y estudio del nudo rígido. Esta parte del estudio analiza la situación actual del nudo rígido y estudia teóricamente (no empíricamente) el comportamiento de este sistema realizando las dos comparativas de dos sistemas de nudos rígidos existentes en el mercado con los sistemas equivalentes pero con soluciones articuladas.

2 ENSAMBLES TRADICIONALES¹

Antes de comenzar la explicación de la tipología de uniones, se debe hacer hincapié en que son modelos sencillos y básicos. Pero necesarios de explicar para comprender métodos de acoplamiento complejos y más desarrollados.

Para comprender el origen de las uniones de madera en occidente, debemos mirar hacia el este asiático, a Japón, ya que son los que en su arquitectura tradicional han desarrollado mejor este tipo de uniones. Conociendo de dónde venimos, entenderemos mejor donde estamos.

Dentro de este apartado encontraremos una introducción y breve desarrollo de los tipos de ensambles en estructuras de madera clasificados según las siguientes tipologías:

- Uniones longitudinales
- Uniones oblicuas
- Uniones en ángulo y cruz

Dentro de estos apartados se explican los métodos de unión más comunes en sus formas primarias. Se han seleccionado los nudos utilizados en estructuras de madera que tienen carácter estructural, excluyendo los ensambles de tipo ornamental o decorativo. Algunas soluciones tienen su origen en la ebanistería por lo que también tienen su lugar aquí debido a su posterior incorporación al mundo estructural.

El análisis de las uniones tradicionales aporta la base para comprender la razón del desuso histórico del nudo rígido. La existencia de una cultura de madera y de la unión tan fuerte como la japonesa no puedo pasarse por alto. Es en este entorno donde se encuentra, dentro de las evoluciones de tipo espiga, el primer nudo semirrígidos. El uso de las cuñas de madera es el precedente al uso de los pasadores metálicos y se considera el origen de las uniones rígidas tipo corona. En el anexo 1 se encuentra una tabla resumen de las tipologías de ensambles explicadas a continuación.

¹ Fuente: Graubner, Wolfram. 1991. 'Ensambls en madera' Ediciones CEAC. Barcelona.

2.1 UNIONES LONGITUDINALES

Este tipo de ensambles varía según la situación que requieran dentro de la estructura. Estas primeras formas de empalme no constituyen ensambles por sí mismos al requerir de medios auxiliares para poder garantizar su estabilidad. La gran mayoría de uniones de este tipo son posible gracias a la incorporación de piezas de madera o metálicas que hacen de tope y evitan que la pieza se desplace y quede estabilizada en todas las direcciones.

Los lugares o usos en los que encontramos ensambles longitudinales son los siguientes:

-En las estructuras de madera de los templos japoneses apoyaban toda su longitud de estructura vertical en unas piezas fácilmente cambiables llamadas 'uniones de raíz'. Estas piezas eran las que servían de encuentro con el terreno. De esta manera se prolongaba la vida útil del edificio con una actuación de mantenimiento muy sencilla.

-Se encuentran en una situación similar al anterior pero en los voladizos, ya que sufren una agresión al estar en contacto con el exterior. Por ello necesitan un empalme a tope en lugar de pasar a través de la pared o fachada del edificio, pudiendo ir reemplazando sólo la parte exterior afectada sin necesidad de cambiar la totalidad la viga.

-Otro punto de necesidad de ensambles longitudinal lo encontramos cuando la medida del tronco es insuficiente para cubrir el tramo necesario. Este caso se da a menudo en las jácenas, por lo que requiere un ensamble que soporte la flexión (tracción y compresión).

El desarrollo de este tipo de soluciones no sólo se debe a las dificultades constructivas de otros sistemas. A lo largo de la historia ha habido épocas de crisis de materia prima de condiciones óptimas (altos y rectos) por lo que se tenía que recurrir a maderas más cortas y empalmarlas, o utilizar tramos curvos incluso.

2.1.1 JUNTAS A TOPE RECTO

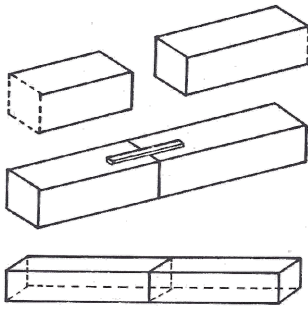


Figura 2.1.1: Empalme a tope recto

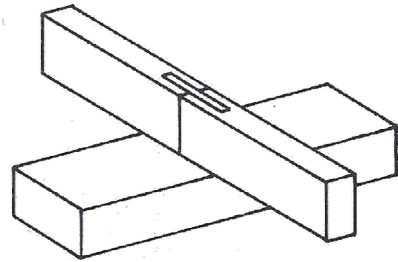


Figura 2.1.2: Empalme a tope asegurado con grapas de construcción

La unión más sencilla es la que reúne dos vigas enfrentadas longitudinalmente y aserradas perpendicularmente a las fibras (Figura 2.1.1). Esta unión requiere de un apoyo u otro medio auxiliar (Figura 2.1.2), ya que sólo resiste esfuerzos de compresión en el sentido longitudinal, debiéndose tener en cuenta el pandeo y de no colocar la unión en los puntos de máxima deformación.

2.1.2 LA JUNTA DE TOPE OBLICUO

Este tipo de junta requiere un corte inclinado, y de la misma manera que el anterior, en sus formas más simples (empalme de corte de pluma o pico de flauta) requiere de grapado, ya que aunque el encolado es más eficiente no resulta suficiente. La ventaja de este empalme es que en sus versiones más avanzadas puede absorber esfuerzos laterales. Dentro de estos tipos encontramos el 'doble pico de flauta', utilizado si la unión era vista (figura 2.1.3), y el dentado en cuña (muy utilizado en uniones con madera laminada, figura 2.1.4). Se toma por regla general que la profundidad de apoyo no sea superior a 0,7 veces el canto.

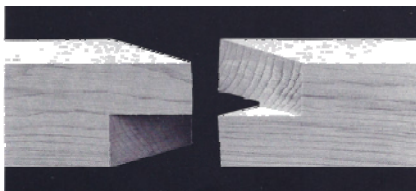


Figura 2.1.3: Doble pico de flauta de lados iguales



Figura 2.1.4: Dentado en cuña

2.1.3 MEDIA MADERA

Estos ensambles funcionan extendiendo la mitad de su sección sobre la otra mitad de la pieza a unir. En la forma más básica, aparecen tres superficies de contacto perpendiculares, denominada ensamble a media madera recta (figura 2.1.5). Trabajando las dos superficies que tienen el mismo plano, inclinándolas, se dotará de mayor rigidez al conjunto. En el modo de media madera recta con extremos quebrados responde mucho mejor a los esfuerzos transversales. Una evolución de la anterior contempla la inclinación del plano paralelo a la fibra (figura 2.1.6). Soportando tracción si se coloca algún elemento que aplique una presión superficial.

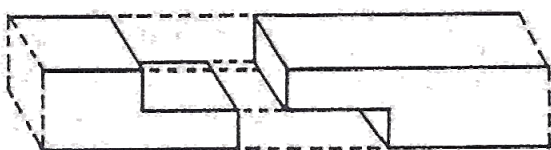


Figura 2.1.5: Media madera recta

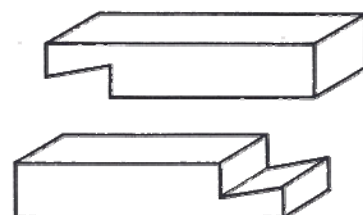


Figura 2.1.6: Media madera inclinada

2.1.4 ENSAMBLE DE ESPIGA

El empalme de espiga funciona como un machihembrado en la madera, una de las partes tiene un saliente rectangular del tercio (aproximadamente) central de su extremo y a la pieza a la que se une presenta una hendidura de la misma forma (figura 2.1.7). De esta manera conseguimos mejores prestaciones frente al giro. Si se aplica en uniones de tres piezas de madera sencillas y plana, se aplicará el empalme a caja y espiga. Colocando cuñas de madera de alta densidad o metálicas aguantará a tracción en el sentido de las piezas paralelas. Si en estas piezas paralelas se aplica lo aprendido en las uniones a media madera mejorará el comportamiento al giro en todos los planos, media madera escalonada (figura 2.1.8-2.1.9).

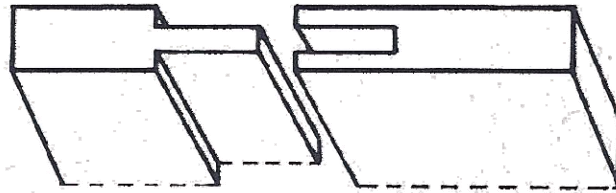


Figura 2.1.7: Ensamble a espiga y ranura

La unión de espiga evoluciona y da lugar a multitud de ensambles que reciben el nombre según la forma que adquiere el saliente: espigas en cruz, espiga desplazada lateralmente, en ángulo, biselada en dos lados, etc. Mediante la mezcla con tipologías más básicas permite llegar a tipologías más completas, como es el caso de la espiga con extremos quebrados, espiga doble.

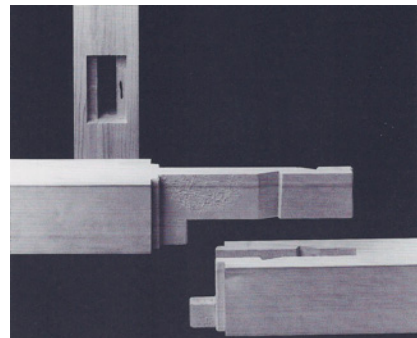
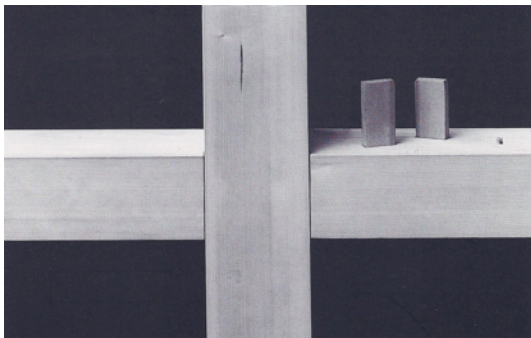


Figura 2.1.8-2.1.9: Encaje de espiga con cuña

2.1.5 CUÑA POSTIZA

Para añadir mejores características y facilitar el montaje, se añaden unas piezas de madera que se soportan esfuerzos a tracción. Para incorporar esta pieza hace falta trabajar la madera con precisión, ya que cuanto más precisa sea la perforación realizada mayor resistencia. La media madera con extremos quebrados sujeta con cuña y el doble pico de flauta con cuña (figura 2.1.10), son dos ejemplos del uso de cuña para 'asegurar' la unión, este último muy empleado en Japón.

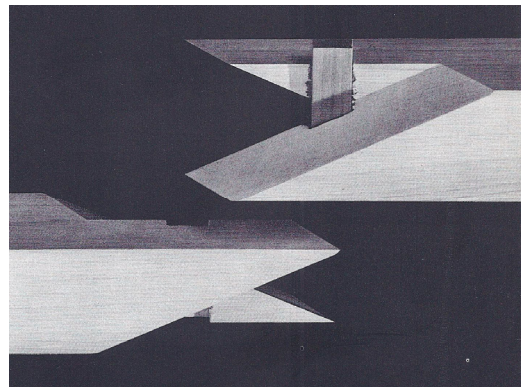


Figura 2.1.10: Doble pico de flauta con cuña

2.1.6 ENSAMBLES EN COLA DE MILANO

Si realizamos un saliente trapezoidal en la espiga, nos encontramos con el ensamble de cola de milano (figura 2.1.11). Este tipo permite que la pieza no se pueda arrancar, ya que la unión no se monta en sentido de la pieza sino que se desliza perpendicular a la dirección de las fibras de la madera. Para un mejor resultado en este tipo se debe elegir una madera que:

- Sus fibras no estén inclinadas.
- Se deben utilizar los extremos de la testa de la madera.
- En la sección transversal, la dirección de los anillos anulares deben ser paralelas para evitar imperfecciones por retracción.
- No se debe usar madera fresca.

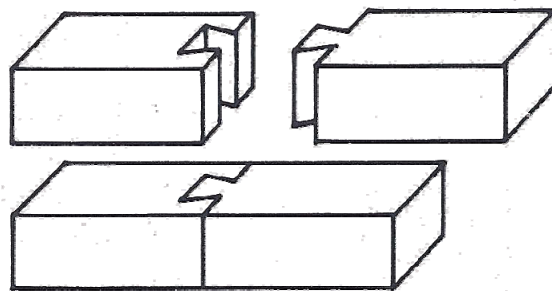


Figura 2.1.11: Espiga a cola de milano pasante

Como vemos en todas las uniones básicas, aparecen combinaciones con otras formas básicas. Aparece una evolución denominada a doble cola de milano y para mejorar la respuesta al giro se le aplica la media madera (figura 2.1.12 y 2.1.13 respectivamente).

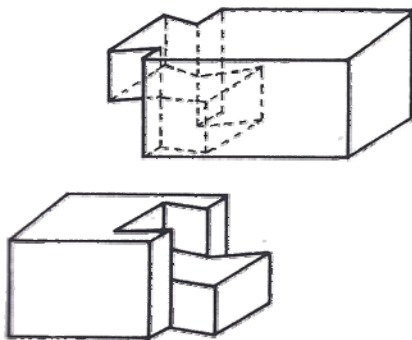


Figura 2.1.12: Empalme a doble cola de milano

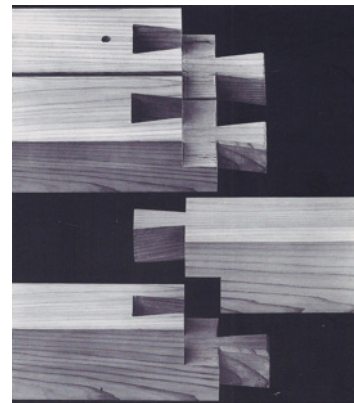


Figura 2.1.13: Empalme media madera a doble cola de milano

2.1.7 ENSAMBLE CON ESPIGA FALCIFORME

Este tipo de unión es muy similar al de cola de milano, pero la evolución la encontramos en la espiga. La pieza saliente no coge toda la sección de la madera sino que sólo una parte, que a su vez se alarga y adquiere una forma al final. Para asegurar la resistencia a tracción, este final suele tener forma trapezoidal o cuadrada (en sus formas más sencillas, figura 2.1.14).

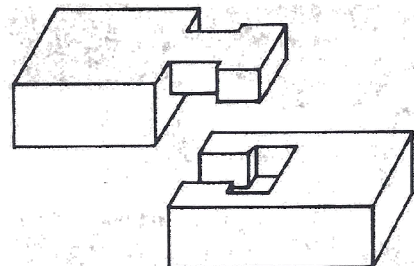


Figura 2.1.14: Espiga falciforme sencilla

Con la aparición del reborde encajable, gracias a las mejoras técnicas que ofrecieron en el S. XVII las herramientas, se consiguió solucionar el problema de resistencia a torsión que presentaba.

2.1.8 ENSAMBLE DE ESPIGA DE BARRAS

Al existir en Japón una tradición constructiva en la que se utilizaban piezas de madera verticales que se prolongaban varias plantas, aparecen una gran cantidad de uniones que tratan de resolver los encuentros de estos pilares continuos con los elementos horizontales de la estructura. La solución a espiga de barras pasa por realizar unas perforaciones en la pieza vertical a la cual se encajarán en el mismo punto una o varias vigas. El concepto consiste en realizar encuentros de espiga y a media madera a través de las piezas continuas. Se hace necesaria la utilización cuñas para que las piezas queden fijadas (figura 2.1.15-2.1.16), y de topes en caso de que sean 3 las piezas a unir a la continua. Esta solución se puede considerar como una de las primeras uniones semirrígidas de la historia.

Este tipo de ensamble nace con la necesidad de resolver este tipo de encuentros pero posteriormente se usará para uniones sencillas y prolongaciones de piezas lineales.

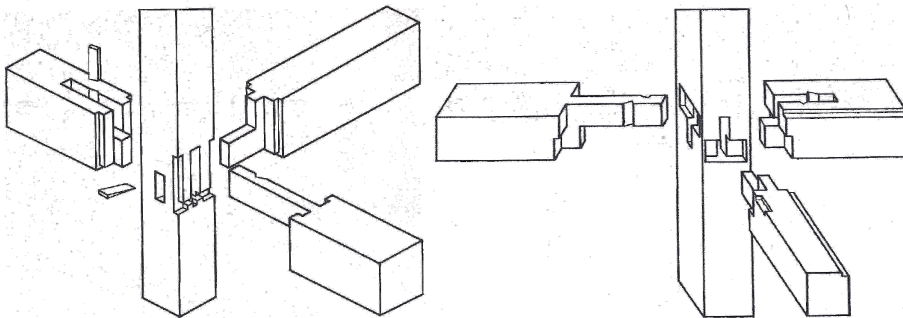


Figura 2.1.15:
Ensambls con cuña
de barras a espigas

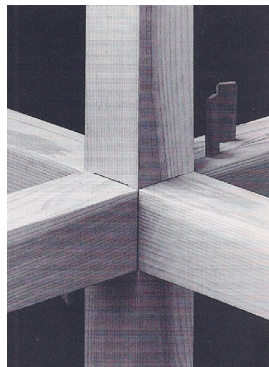
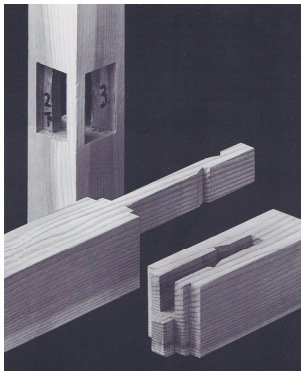


Figura 2.1.16: Ensambls de
barras a espigas con cuñas

2.1.9 ENSAMBLES POSTIZOS EN FORMA DE COLA DE MILANO.

Una variación que sólo se mencionará ya que requiere de piezas auxiliares, es la de ensambles postizos. Consiste en que se realiza una pieza que hace de macho en la unión de otras dos piezas. Con esto se consigue que las piezas longitudinales sean iguales y con una única pieza simétrica se puede finalizar la unión. Con esta solución se consigue no perder tanta madera a la hora de hacer la espiga que puede tener hasta 12 centímetros (figura 2.1.17). En esta opción la pieza a introducir requiere que sea de una madera dura y más seca. La unión debe ir apoyada. Hoy en día tiene difusión en estructuras ligeras desmontables.

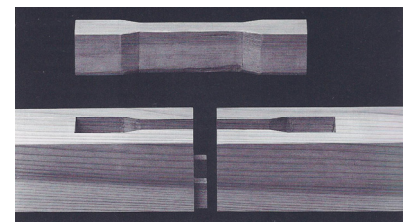


Figura 2.1.17: Doble espiga
mediante cuña postiza

2.1.10 LLAVES DE FIJACIÓN

En las uniones de raíz anteriormente mencionadas encontramos este tipo de tipología. A su capacidad estructural se le añade un sentido funcional y estético. Ya que se requieren uniones fácilmente reemplazables y que no marque en exceso el punto del ensamble. Las soluciones de doble espiga falciforme o doble cola de milano (figura 2.1.18), aportan además un buen comportamiento estructural. En estas soluciones la unión se realiza deslizando transversalmente las piezas.

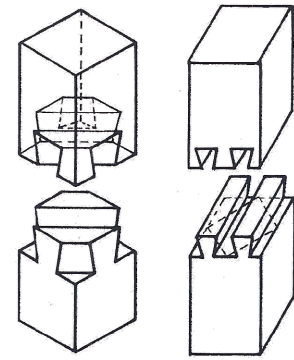


Figura 2.1.18: Ensamblajes de cola de milano sencilla y la doble espiga falciforme

2.1.11 ENSAMBLE DE PERRO Y DE RAYO DE JÚPITER

Dentro de las variaciones de los empalmes a media madera encontramos las siguientes variaciones:

-Ensamble de perro, añadiendo un escalonamiento a la media madera conseguimos esta unión. Normalmente se encuentra con lengüeta y ranura lo que obliga a que se tenga que ejecutar deslizando lateralmente (figura 2.1.19). Para evitar el desplazamiento vertical se insertan en unas perforaciones realizadas con anterioridad, las llaves de arco. Los esfuerzos que resiste son los longitudinales, ya que así no sufre la lengüeta. Para facilitar la producción se realiza con pieza de empalme, siendo totalmente simétrico (figura 2.1.20).

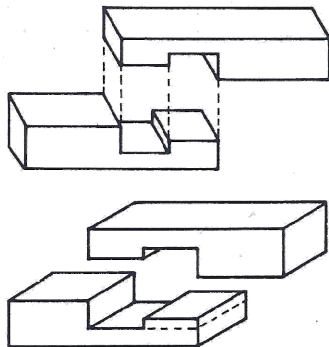


Figura 2.1.19: Ensamblajes a diente de perro

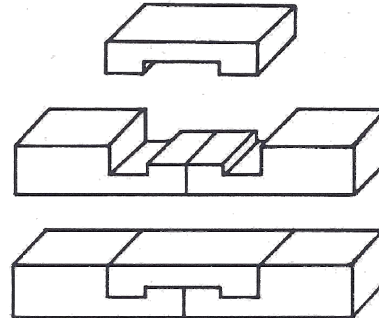


Figura 2.1.20: Ensamblajes a diente de perro con pieza de empalme

-Rayo de Júpiter, incorpora un lado más en el empalme de media madera mediante un corte oblicuo (figura 2.1.21), resiste a tracción si se separa la inclinación inicial en dos niveles que mantienen una pendiente igual (figura 2.1.22). Se le puede añadir un resalte, escálamos ocultos (figura 2.1.23), espiga, pasante vertical, etc. para asegurar la unión.

Ambas tipologías las encontramos en diferentes modalidades, ya sean para travesaños o con cuñas, para obtener un mayor ajuste.

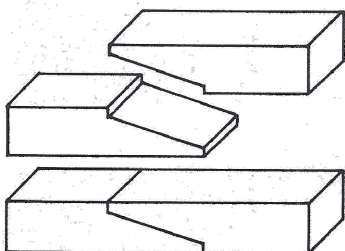


Figura 2.1.21: Ensamblajes sencillo en media madera oblicua

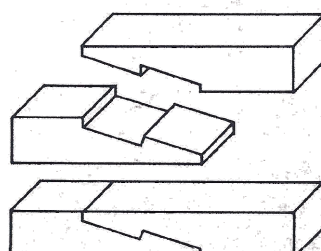


Figura 2.1.22: Ensamblajes sencillo en rayo de Júpiter

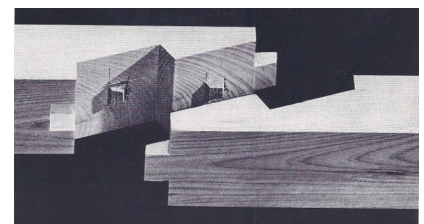


Figura 2.1.23: Ensamblajes sencillo en rayo Júpiter con espigas de extremo y escálamos ocultos

2.2 UNIONES OBLICUAS

En Asia las uniones oblicuas eran empleadas de manera secundaria, por lo que su mayor desarrollo lo encontramos en Europa donde las construcciones a dos aguas obligan a evolucionar este tipo de encuentros y llevan a solucionar de diversas maneras las estructuras trianguladas.

2.2.1 EMBARBILLADO

La manera más sencilla de empotrar dos piezas que forman cierto ángulo entre ellas es mediante el embarbillado. Este proceso consiste en realizar una hendidura formando un ángulo de 90 grados en la pieza horizontal (espera) y tallando la pieza a unir de manera que el extremo rellene el espacio vacío creado en la pieza horizontal (barbilla) (figura 2.2.1). Debe realizarse con mucha precisión y cuidado ya que si se sobredimensiona la perforación puede llevar a una sobrecarga y a una posterior cizalladura de la pieza horizontal. La dirección del corte de la madera debe seguir bisectriz del ángulo obtuso. En occidente se define una profundidad máxima de corte, que viene definida por la norma DIN 1052 (apart. 7.5.2.). En esta norma se determina que una profundidad máxima entre $1/4$ y $1/6$ del canto de la viga.

Esta solución también se puede encontrar a modo de ensamble ortogonal por medio de una unión con caja y espiga.

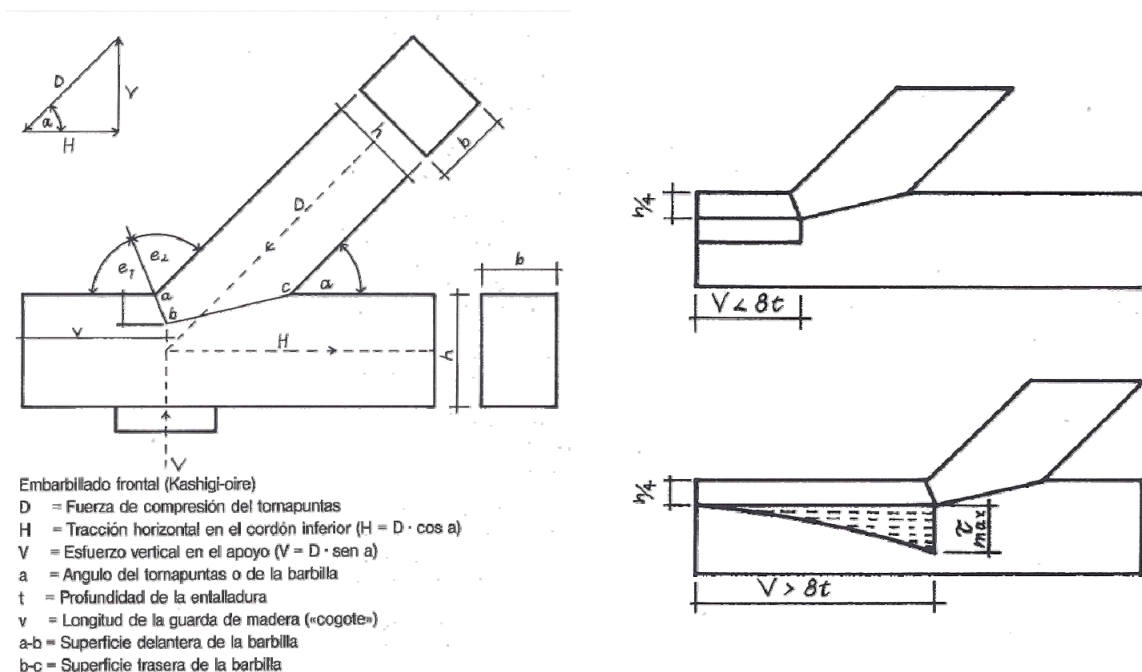


Figura 2.2.1: Desglose y esquema de tensiones de embarbillado

2.2.2 ENSAMBLE A CAJA Y ESPIGA

Consisten en realizar el encuentro anterior pero en vez de cortar toda la sección uniformemente se perfora ligeramente más el tercio central, lo que permite que la perforación llegue hasta la mitad del canto de la viga. Existe también una modalidad en la que se perforan los dos tercios laterales, admitiendo mayores cargas (figura 2.2.2).

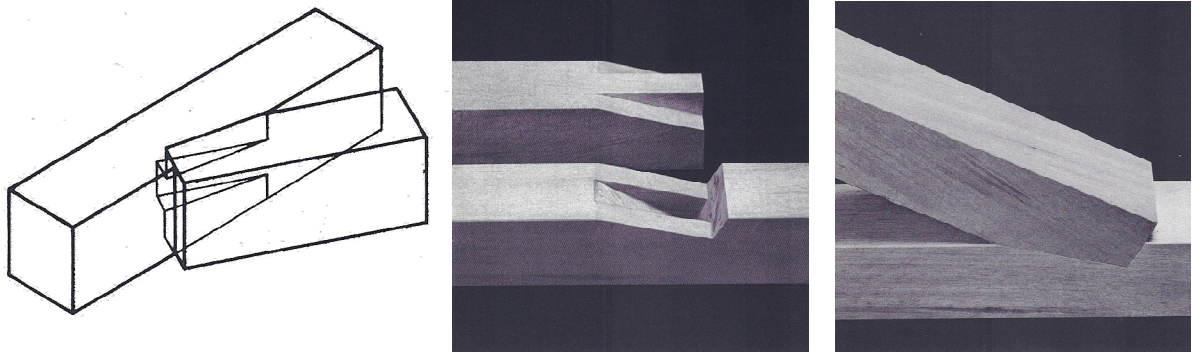


Figura 2.2.2: Embarbillado con espiga de tornapuntas

No se detallaran más los tipos de embarbillados, sólo decir que existen gran variedad de evoluciones como de barbilla latina, embarbillados doble e incluso triples.

2.2.3 MEDIA MADERA EN ENSAMBLE OBLICUO

Existen en uniones oblicuas encuentros a media madera en el que las dos piezas ocupan un mismo espacio perdiendo cada una la mitad de la sección. Si el ensamble es recto se deberá colocar una pieza de metálica o de madera para garantizar la fijación (figura 2.2.3). Si se requiere que la unión soporte esfuerzos a tracción se realizará la variación de media madera con cola de milano (figura 2.2.4).

La variación de este tipo de ensamble utilizado en Japón es la 'media madera en cola de milano oblicua encajada con barbilla frontal'. Esta se concibe más bien como una mezcla del embarbillado y la cola de milano aplicado de madera oblicua. No requiere clavarlo por lo que el montaje es rápido, limpio y no debilita en exceso la madera.

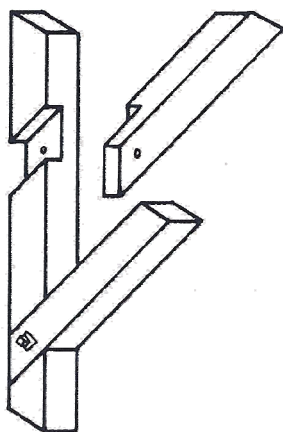


Figura 2.2.3: Ensamble recto a media madera

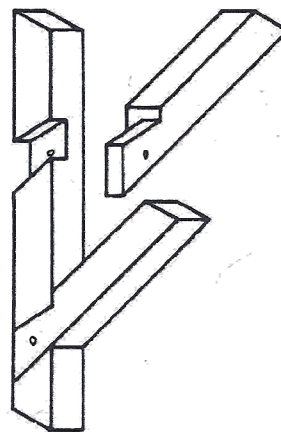


Figura 2.2.4: Ensamble a media madera en cola de milano unilateral

2.2.4 VIGAS DENTADAS

Con el paso del tiempo en Europa se empezaron a necesitar elementos resistentes que cubrieran luces más grandes, y con la aparición de los puentes se necesitaba que soportaran más carga. Pronto los constructores de puentes se percataron de que lo importante de la viga era que tuviera canto.

Una viga de 12x24 cm. soporta el triple si se dispone de canto frente a colocarse plana. Por esa razón se intentó solventar el problema del tamaño de la madera con la superposición de vigas de madera. Al no tener colas ni resinas suficientemente resistentes se aplican los conocimientos de embarbillado y se realizan las llamadas vigas dentadas (figura 2.2.5). Al poderse realizar por piezas de pequeño tamaño se reduce el coste y la facilidad de producción.

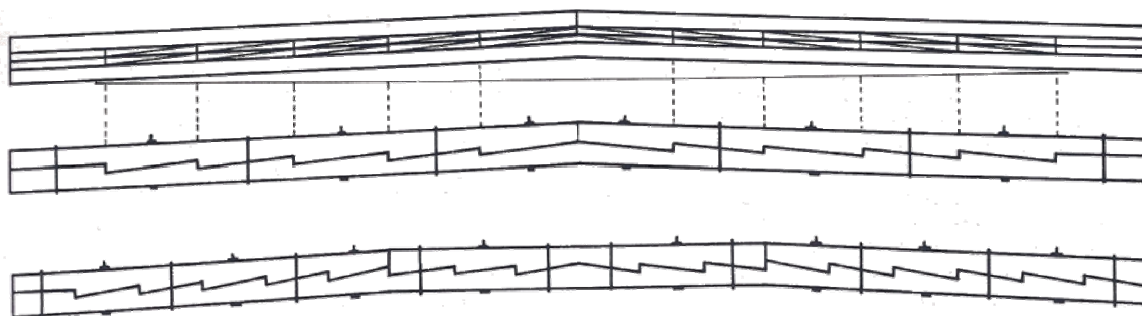


Figura 2.2.5: Vigas dentadas (con redientes y cremallera)

Para la realización de vigas dentadas se debe considerar:

- La dirección del dentado de la lámina inferior deben tener la cara frontal mirando siempre hacia la zona central.
- La viga superior soporta sólo esfuerzos a compresión por lo que pueden colocarse vigas compuestas por varios tramos. Existe una variante que consiste en realizar el dentado mediante tacos (colocados inclinados, transversal o paralelos a las fibras, figura 2.2.6 y 2.2.7), haciendo más sencilla su realización. Los tacos son de madera dura, normalmente de roble anular o introducidos a presión.
- Al realizar la composición las vigas deben estar flexionadas.
- La resistencia aumenta si se realiza una ligera contra flecha, ya que los dientes trabajaban a compresión y mejora su comportamiento en conjunto.
- La compresión es mayor cuanto más cerca del apoyo nos encontramos por lo que el paso de los dientes cerca del punto de apoyo ha de ser más corto que en el centro de la viga. Este problema tiene solución con sistemas pretensados y variando la longitud del diente. En vigas compuestas se hace necesaria la incorporación de pernos o elementos metálicos que impidan la separación de las piezas.

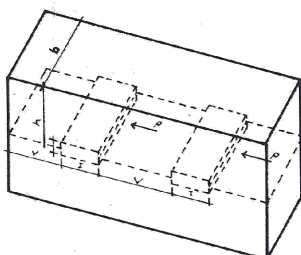


Figura 2.2.6: Esquema de viga con tacos

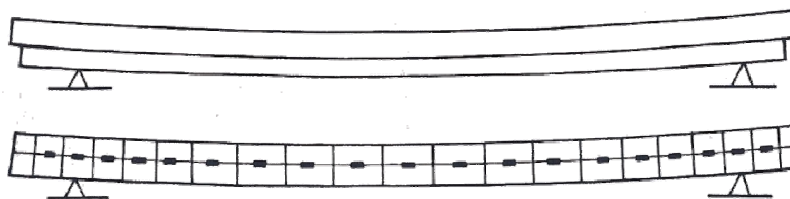


Figura 2.2.7: Las vigas unidas con tacos resisten un 1,7 más y flechan un 2,5 menos que una viga montada sin tacos

2.3 ENSAMBLES EN ÁNGULO Y CRUZ

Los encuentros en ángulo o cruz son los más habituales y antiguos que se pueden encontrar en estructuras de madera occidental. Las uniones en ángulo son las que presentan mayor problema al no estar equilibrados los momentos. Para poder solucionar estos encuentros se aplican los conceptos conocidos en otros tipos de encuentros.

2.3.1 TIPO HORQUILLA

Esta es la forma fundamental para los ensambles en cruz y ángulo, consiste en que la pieza horizontal se apoya sobre la horquilla que forma la pieza vertical. Estas uniones, como pasa en muchas otras que se han explicado, se necesita de un elemento auxiliar para fijar la posición. Esto se consigue con un perno o con tacos de madera cilíndrico a modo de articulación.

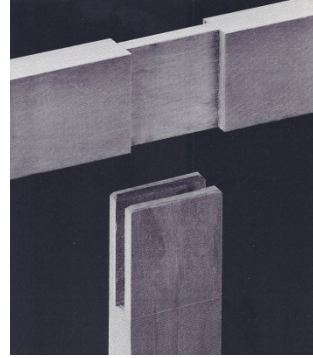


Figura 2.3.1: Ensamble de horquilla

2.3.2 MEDIA MADERA

La media manera es un manera simple de solucionar el encuentro, siendo necesario que al menos una de las piezas sea continua (figura 2.3.2). En los encuentros en esquinas es necesario emplear otro tipo de solución debido a la inestabilidad. Los métodos para hacer más estético el encuentro y ocultar parte del funcionamiento lo encontramos en las evoluciones: media madera en esquina oculta o la media madera de compresión.

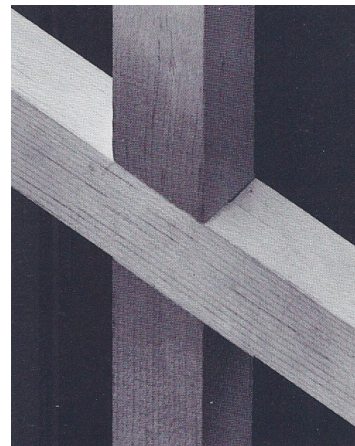
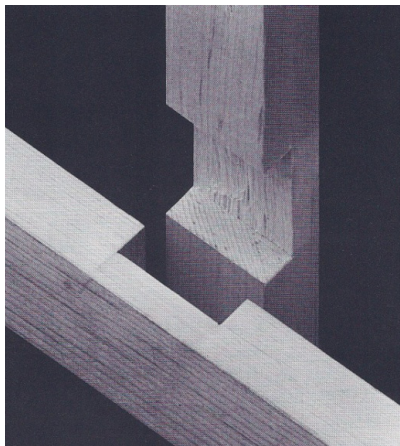


Figura 2.3.2: Ensamblés a media madera

2.3.3 ESPIGA

El ensamble de espiga es el más habitual y utilizado debido a su facilidad de montaje y elaboración. La pieza de madera así ensambladas permiten que se pueda montar en cualquier dirección en el espacio.

Las espigas montadas verticalmente, sirven para resistir las solicitaciones laterales e impiden la torsión de las vigas (figura 2.3.3).

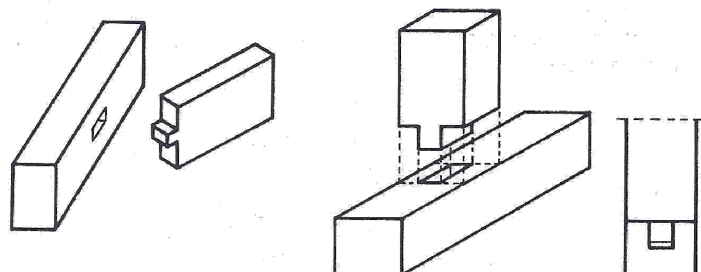


Figura 2.3.3: Ensamble de caja y espiga

Los durmientes de las partes inferiores de la estructura realizados con este tipo de ensamble se recomienda que sean de roble y deben estar provistos de un sistema de drenaje en caso de estar a la intemperie, para evitar acumulación de líquidos.

Por medio de la perforación se puede mejorar la rigidez incorporando un travesaño, teniendo cuidado de no eliminar un exceso de sección de la espiga (figura 2.3.4).

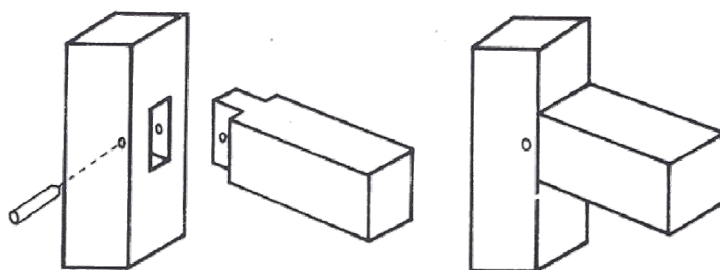


Figura 2.3.4: Ensamble de caja y espiga con perforación

En los encuentros de una pieza con una escuadra se realiza una espiga en ángulo, asegurado su comportamiento frente al giro y desplazamiento (figura 2.3.5).

Una variante se produce cuando aparece una de las piezas de un tamaño mayor, por lo que además de la espiga aparece una unión a media madera de la sección excedente. Existen una gran variedad de evoluciones, las cuales no se desarrollan en este documento, sobre este tipo de unión: espigas ranuradas, escalonadas, múltiples, llave de cuña o en cola de milano (con inserción y desplazamiento).

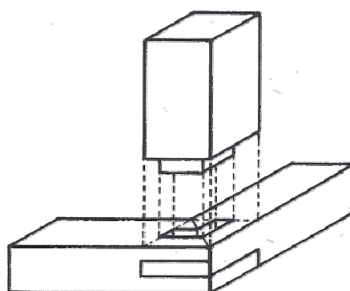


Figura 2.3.5: Ensamble de espiga en ángulo

2.3.4 ESPIGA ACUÑADA

Este tipo de evolución es interesante ya que la cuña puede estar incorporada en el durmiente, o si lo atraviesa la perforación incorporarse posteriormente. Con este pequeño detalle se consigue fijar la unión y conseguir resistir a tracción. Este cambio se produce serrando la espiga y la cuña produce una presión lateral que fija y estabiliza la unión (figura 2.3.6). Esta mejora es muy fácil de realizar y supone una mejora considerable en la resistencia a tracción.

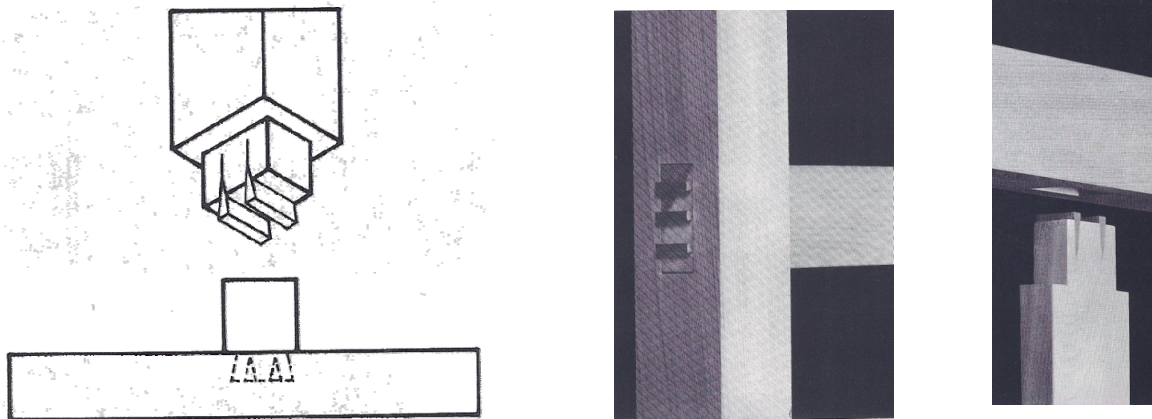


Figura 2.3.6: Esquema e imágenes de espiga acuñada

2.3.5 ESPIGA DE TIJERA

El ensamble de tijera se utilizar para la esquinas de correas de cubiertas. Al tener la testa vista sufre en situaciones a la intemperie. La espiga de tijera también se denomina cuchilla de tijera o ranura y espiga (figura 2.3.7). Se trata de una unión muy básica que, como ya se ha comentado, necesita de elementos auxiliares para poder resistir ciertos esfuerzos (sobre todo tracción). Este sistema, como veremos más adelante, es el origen de los sistemas de unión articulado más habituales y los rígidos de tipo corona.

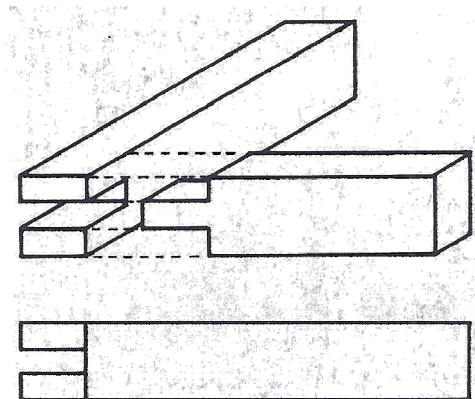


Figura 2.3.7: Espiga de tijera denominada cuchilla de tijera, o ranura y espiga

Tras este capítulo se aprecia la necesidad de garantizar la estabilidad en todas las direcciones. No existe una solución óptima, la gran mayoría acaban combinándose entre ellas para poder asegurar la estabilidad en sus ejes. Todas las soluciones pasan por insertar una parte de sección en otra pieza y asegurar que resista (sobre todo a tracción) mediante quiebros en la madera o medios auxiliares como las cuñas.

Se puede afirmar que la falta de nudos rígidos a lo largo de la historia se debe a las limitaciones técnicas. Existían uniones semirrígidas, como la de la figura 2.1.16, eran muy costosas de elaboración y la rigidez venía dada por la precisión del encaje que no siempre era el deseado.

3 MATERIALES EN ESTRUCTURAS DE MADERA

En esta parte del estudio se desarrolla un análisis sobre las estructuras de madera utilizada actualmente. Para realizar un acercamiento se analizan y comparan los diferentes elementos que componen estas estructuras. Estos elementos se dividen en cuatro grupos: materia prima, material adhesivo, elementos de unión y sistema de protección de la madera.

Dentro de materia prima se realiza un breve análisis de los tipos de madera existentes y las características que afectan directamente al comportamiento estructural del material. Los conceptos explicados en este apartado serán claves para entender las limitaciones y virtudes de los sistemas estructurales de madera. Por lo que resulta un punto clave para poder comprender el funcionamiento de la madera laminada.

Existe una gran variedad de materiales adhesivos y resinas que ofrecen características semejantes. Se tratará de encontrar las diferencias y relacionarlas con un tipo de estructura concreto. La elección del adhesivo está vinculada con el tipo de madera seleccionada, el tipo de tratamiento protector y el emplazamiento de la estructura (interior o exterior).

El tipo de unión, tema central del estudio. Es la pieza más importante y el punto más conflictivo de las estructuras de madera. La unión puede ser muy variada pero su estudio y análisis detenido ayudará a evitar una gran cantidad de problemas en la estructura. La mayoría de los problemas de las estructuras de madera aparecen en los encuentros. La complejidad del asunto lleva a la necesidad de no sólo escoger la tipología correcta sino también la optimización y prosperidad del sistema que depende de otros factores menores como el número de piezas metálicas, su tamaño, disposición, tipo de metal elegido, etc.

La interacción entre los materiales es una pieza clave dentro del diseño de nudos rígidos, estos materiales han de ser totalmente compatibles entre ellos ya que las tensiones más grandes se encuentran en el nudo. El conocer el funcionamiento de la madera, los tipos de adhesivo existente y el acero utilizado sirve para conocer las limitaciones de estas estructuras y por lo tanto como mejorarlas. El ejemplo más claro es el uso de madera bilaminada para poder compensar las limitaciones anisotrópicas de la madera.

3.1 MATERIA PRIMA: LA MADERA²

3.1.1 DENOMINACIÓN

Se estima que existen en el mundo alrededor de 16.000 especies de madera diferentes, de las cuales sólo tienen carácter comercial unas 2.000. De este número 500 corresponden a coníferas y 1.500 a frondosas. En España se comercializan alrededor de 150 especies procedentes de todo el mundo, de las cuales 100 son frondosas y 50 coníferas. Históricamente se han dividido las maderas bajo dos denominaciones generales, no es del todo correcta ni completa. Su significado más aproximado es el siguiente:

-Coníferas: especies pertenecientes al orden coniferales (abetos, piceas, alerces, cedros, pinos, chopos, etc.), que comprende la mayor parte de las incluidas en la división de las gimnospermas. Las clases resistentes según el CTE para coníferas son: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 y C50.

-Frondosas: especies leñosas pertenecientes a la división de las angiospermas diéotiledóneas (roble, haya, olmo, encina, etc.). De la misma manera que la anterior las clases resistentes son: D30, D35, D40, D50, D60 y D70. Tienen mejor capacidad mecánica.

3.1.2 ANISOTROPÍA

La madera es un material anisótropo. Sus propiedades físicas y en particular sus características mecánicas dependen de la dirección del esfuerzo con relación a la orientación de las fibras. En el estudio de una pieza de madera deben considerarse tres direcciones principales que permiten considerar la madera como un material ortótropo.

- 1.- Axial. Paralela al eje de crecimiento del árbol.
- 2.- Radial. Perpendicular a la primera y cortando al eje del árbol.
- 3.- Tangencial. Normal a las dos anteriores.

La madera puede considerarse como un haz de tubos de gran longitud orientados en la dirección longitudinal y quedan unidos a través de las paredes. Las dos direcciones principales son la paralela y la perpendicular a la fibra. La diferencia de espesor entre la pared celular de las fibras correspondientes a la madera de primavera (pared delgada) y la madera de verano (pared gruesa), junto con la existencia de los radios leñosos justifica la diferencia de propiedades entre las direcciones tangencial y radial.

3.1.3 DENSIDAD

La densidad de la madera (relación entre la masa y el volumen) es necesario referirla a un determinado contenido de humedad. Generalmente el contenido de humedad de referencia es el 12 %. La densidad depende de la especie y es muy variable. Sus valores abarcan desde los 300 kg/m³ de las especies ligeras como la madera de balsa, hasta los 1.200 kg/m³ de las maderas pesadas como el guayacán o el lapacho.

Las coníferas más utilizadas en la construcción tienen una densidad comprendida entre 400 y 550 kg/m³ y las frondosas entre 600 y 700 kg/m³. Las soluciones constructivas clásicas en madera resultan más ligeras que las de acero y mucho más ligeras que las de hormigón. La densidad real de la madera (de la pared celular) es constante para todas las especies y

² Fuente:

Libro 'Estructuras de Madera: diseño y cálculo' editado por AITIM (2000)
Libro 'Construire en Bois' de Natterer J., Herzog T. y Volz M. (1991)

alcanza el valor de 1.500 kg/m³. Esto significa que la diferencia de densidad aparente entre las diversas especies se consigue con una mayor o menor proporción de huecos en su interior.

3.1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS

Para conocer las posibilidades estructurales de la madera resulta obligatorio analizar sus características mecánicas y compararlas con las de otros materiales. En la tabla 3.3.4 se comparan los valores medios de las tensiones admisibles de la madera, hormigón y acero.

	Flexión	Tracción		Compresión		Cortante	Módulo de elasticidad
		paralela	perpendicular	paralela	perpendicular		
Madera	120	120	1,5	110	28	12	110.000
Hormigón	80	6		80		6	200.000
Acero	1700	1700		1700		1000	2.100.000

Tabla 3.3.4: Comparativa de propiedades mecánicas kp/cm²³

Se extraen las siguientes conclusiones:

- Muy elevada resistencia a la flexión asociada a su peso (la relación resistencia/peso es 1,3 veces superior a la del acero y 10 veces la del hormigón)
- Buena capacidad de resistencia a la tracción y a la compresión paralelas a la fibra.
- Escasa resistencia al cortante. Esta limitación se presenta también en el hormigón pero no en el acero. Por lo que en este estudio la comprobación más dura es la que se realiza a cortante.
- Muy escasas resistencias a la compresión y a la tracción perpendicular a la fibra. Sobre todo en tracción, lo que supone una característica muy particular frente a los otros materiales.
- Bajo módulo de elasticidad, mitad que el del hormigón y veinte veces menor que el del acero. Los valores del módulo de elasticidad inciden sustancialmente sobre la deformación de los elementos resistentes y sus posibilidades de pandeo. Siendo este un punto flaco de la madera.

En la gráfica de tensión-deformación de un ensayo a compresión paralelo a la fibra en madera libre de defectos, se presenta un comportamiento lineal en la primera fase y no lineal en la figura 3.1.1. El módulo de elasticidad en compresión paralelo a la fibra es algo menor que el de tracción paralelo a la fibra. Puede observarse como la resistencia a la tracción resulta superior a la resistencia a compresión en la madera libre de defectos. Sin embargo, en la madera clasificada esta relación se invierte, debido a la mayor influencia de los defectos (principalmente los nudos) en la resistencia a la flexión.

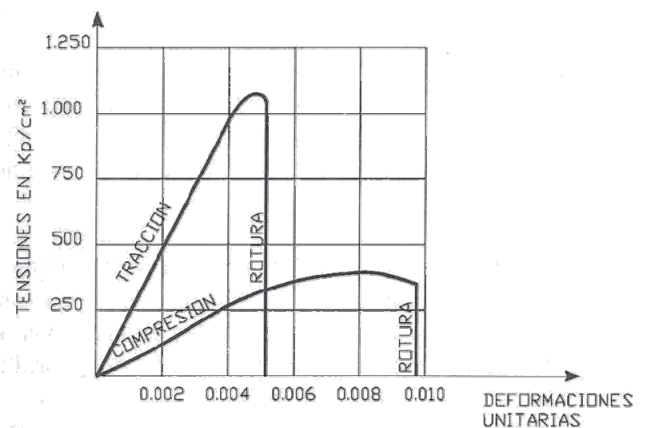


Figura 3.1.1: Relación tensión deformación en madera conífera sin defectos

³ Fuente: Libro 'Estructuras de Madera: diseño y cálculo' editado por AITIM (2000)

3.2 ADHESIVOS

En este apartado se desarrollan las resinas más utilizadas actualmente en la unión de maderas laminadas. Se explica brevemente las cualidades y las diferencias entre ellas⁴.

En la tabla del apartado 3.2.1 se resumen las características de los diferentes tipos de adhesivos. En la tabla 3.2.2 se adjunta la clasificación según clases de servicio del CTE.

Tipo de cola	U.F. Junta gruesa	U.F. modificado alcohol sulfúrico	M.U.F	R.P.F
Color de la línea de cola	blanco/gris	amarillo	beige claro	marrón violeta oscuro
Etiquetado resina/endurecedor	nocivas / n.p.*	nocivas / de n.p.* a corrosivos	n.p. a nocivas / de n.p.* a corrosivos	nocivas tóxicas/ de n.p.* a nocivos
Tratamientos de las aguas de lavados	simple	simple	simple	difícil por la presencia de fenol, metanol
Emisión de formo en el aire después de la polimerización ppm/m2 h	agua caliente	agua caliente	agua caliente	agua fría
Olor	algo a formol	fuerte formol de	débil formol de	fuerte de formol acentuado por el metanol
Resistencia al agua	no	no	sí	sí
Cualificación	interior	interior	exterior	exterior
Resistencia al calor seco >50°C	no	no	sí	sí
Abrasivo	++	++	+	+
Penetración en la madera	mediana	bastante fuerte	mediana	fuerte

*n.p.= No peligroso

Tabla 3.2.1: Resumen de los diferentes tipos de adhesivos⁵

⁴ Fuente:

-‘Adhesivos estructurales’ de revista AITIM N° 178, nov/dic 1995. Madrid

-‘Adhesivos para estructuras de madera laminada’, revista AITIM, N° 179, ene/feb 1996. Madrid

⁵ Tabla extraída del artículo ‘Madera laminada: Encolado de las uniones dentadas’ de la revista AITIM n° 184, nov/dic 1996.

3.2.1 RESINAS DE RESORCINA FENOL FORMOL (RPF):

Compuesto muy eficaz frente a los agentes de agresión externos. Ofrece un buen comportamiento ante el fuego. El punto negativo de este material es la contaminación que se produce en su elaboración, ya que se producen emisiones de formaldehído y otros residuos tóxicos. El formol es necesario para la polimerización y no está contenido en la resina. Por lo que las dosis de endurecedor deben cuidarse. Al tener mayor penetración en la madera, se justifica su uso en maderas de alta densidad (normalmente tropicales), grasientas o húmedas.

3.2.2 RESINA DE MELAMINA UREA FORMOL (MUF):

Se convierte en la alternativa no contaminante, debido a la ausencia de olores de fenol, vapores de metanol o formol. Tiene un color blanco uniforme, evitando las líneas oscuras que aparecen en la junta al usar la resorcina. El formol necesario para la polimerización está contenido en la resina. Este tipo de resinas son una mezcla entre resinas de Melamina Formaldehído (MF) y las colas de Urea Formol (UF), consiguiendo mejorar las propiedades de la UF y más económicas que las MF.

En ambos casos unen la madera mediante la penetración/mojadura y la reacción química con la celulosa de la madera. El resultado es una junta dura y altamente reticulada. Ambos tienen un comportamiento similar ante el fuego. Las duraciones de vida útil de trabajo, prensado, características tixotrópicas, abrasivas y consumo son parecidas. El tipo de resina MUF es el utilizado por la empresa Tecnifusta⁶, tal y como se aprecia en la madera de la figura 3.2.1a.

3.2.3 RESINAS EPOXI

Se forman por la reacción de un bifenol-A con epicloridrina, la reacción se detiene al alcanzar el peso molecular deseado. Normalmente se utiliza para unir materiales incompatibles. En la industria de la madera se utiliza para unir madera con diferentes materiales. En su fraguado no se producen volátiles o fluidos, por lo que no pierde volumen. Permite una amplia tolerancia en el grueso.

No se usa frecuentemente en madera laminada por su elevado coste, pero si muy habitual en caso de unir piezas de acero con madera. Como se utiliza en las estructuras de nudos rígidos del sistema de la empresa '*Tecnifusta*'. En la figura 3.2.1b se puede apreciar el resultado tras aplicación de una unión de este sistema, la figura 3.2.1a muestra el resultado final, quedando unos círculos blanquecino como resultado.



Figura 3.2.1a: Viga con Resina MUF para laminado y Epoxi para inserción de armado.



Figura 3.2.1b: Detalle del estado posterior a insertar la resina epoxi en armadura.

⁶ Imágenes realizadas en una visita a las instalaciones de Tecnifusta en octubre de 2010.

3.2.4 ADHESIVOS DE POLIURETANO

Se utilizan principalmente por sus elevadas prestaciones frente al calor y humedad. En madera se utiliza para unirlos con metales. Tiene un coste muy elevado.

La utilización de fibras sintéticas en el material adhesivo puede reducir hasta un 25% la utilización de madera. El mayor inconveniente de este tipo de adhesivos es que no soportan el tratamiento por autoclave, por lo que limita mucho sus opciones de uso a interiores.

3.2.5 ADHESIVOS DE ACETATO

Este tipo de adhesivo se utiliza en las uniones dentadas siempre y cuando no sea para uso exterior.

Tabla 3.2.2: Resumen de los diferentes tipos de adhesivos⁷

Tipo de adhesivo	Abreviatura	Clase de servicio 3)		
		1 (<65%HR)	2 (<85%HR)	3 (>85%HR)
Fenol-formaldehído 1)	PF	apto	apto	apto
Resorcina-fenol-formaldehído 1)	RPF	apto	apto	apto
Resorcina-formaldehído 1)	RF	apto	apto	apto
Melamina-urea-formaldehído 2)	MUF	apto	apto	apto
Urea-formaldehído 2)	UF	apto	no apto	no apto
Poliuretano 2)	PU	apto	apto	apto
Resinas epoxi 2)	EP	apto	apto	apto

Nota general: en todo caso es necesario que los adhesivos para uso estructural estén certificados por organismos de reconocido prestigio, como por ejemplo el CTBA (Francia), MPA (Alemania) y el NTI (Noruega).

1) Líneas de cola de color marrón oscuro.

2) Líneas de cola transparentes.

3) Clases de servicio determinadas en el apartado 2.2.2.2 del documento básico CTE SE-M

⁷ Tabla extraída del Documento Básico CTE SE-M apartado 4.5.2 tabla 4.1.

3.3 METALES PARA UNIONES ⁸

Tabla 3.3.1: Características comunes en el acero.

Módulo Elástico	210.000 N/mm ²
Módulo de Elasticidad Transversal	81.000 N/mm ²
Coeficiente de Poisson	0,3
Coeficiente de dilatación	1,2 x 10 ⁻⁵ (°C) ⁻¹
Densidad	7850 kg/m ³

El metal utilizado en uniones es el acero. Todos los aceros tienen en común los datos de la tabla 3.3.1, pero no todos son iguales. Este lo encontramos en diferentes formatos según el tratamiento que haya recibido o el acabado superficial que lo recubre. Para cada tipo de elemento de fijación se utiliza una tipología. A continuación se explican brevemente las variaciones que se encuentran en las uniones.

-Acero electrozincado

Se utiliza esta tipo de acero, de clase 005 según la Norma EN 10016, para reforzar la cabeza de los clavos y soportar mejor la penetración de la madera. Esto evita el aplastamiento de la punta y optimiza su colocación. En tornillos también se encuentra este tratamiento.

-Acero Inoxidable

El acabado inoxidable aporta mucha resistencia en ambientes agresivos, sobre todo en exteriores y en zonas industriales donde se traten materiales químicos. Se realiza con tipos de inoxidables AISI 316 y AISI 304. Lo encontramos tanto en piezas de unión como clavos y tornillos como en pletinas y elementos de soporte.

-Acero galvanizado en caliente

Utilizado en algunos perno y bulones, alcanzan resistencias de 400 N/mm² de límite último y un límite elástico 320 N/mm². Las arandelas que las sujetan también se hacen del mismo material que el perno.

-Acero S235JR

Clavijas metálicas para conectores con alma interior se utiliza el acero al carbón de una calidad mínima S235JR, pudiendo ser S275JR o S355JR bajo pedido. La diferencia entre estos radica en su límite elástico. Se realizan según la norma NF EN 10025:1993 y tiene un acabado superficial bicromatado Zn12/C según las normas NF EN 1403 y 12329.

-Acero B500s

Se utiliza en las barras corrugadas con un límite elástico de 500 N/mm² y una carga a rotura que supera a este valor. Este tipo de acero lo encontraremos en las barras corrugadas insertadas como armadura en el nudo rígido mediante armadura.

⁸ Fuente: documento de 'Conexiones para ensambles de madera' catálogo C-2010 del fabricante Simpson Strong-Tie y apartado 4 Documento Básico CTE-SE-A.

3.4 TRATAMIENTOS DE LA MADERA ⁹

Debido a la internacionalización del consumo de madera y a su origen y desarrollo natural, es habitual la necesidad de un tratamiento superficial de la madera para conseguir adaptarse a las circunstancias concretas de cada entorno de destino, que a menudo difiere mucho de la de origen.

Tanto la madera laminada como aserrada reciben tratamientos superficiales. Estos tratamientos se realizan para conseguir el aspecto estético deseado o con intención de aumentar su durabilidad y prestaciones. Es habitual el tratamiento fungicida posterior.

Los tratamientos de la madera se clasifican de dos tipos: Superficiales y Profundos o de impregnación. Los tratamientos profundos se realizan por inmersión de la madera en el producto o por inyección mediante métodos de altas presiones (autoclave, figura 3.4.1).

El tratamiento protector de la madera requiere siempre un mantenimiento y sucesivas aplicaciones según la fecha de mantenimiento dictada por el fabricante, que puede ser cada 3, 5 o más años.



Figura 3.4.1: Imagen de autoclave industrial de Maderas Aguirre.

Tras analizar los componentes de las estructuras de madera se comprende la importancia del comportamiento que tiene la anisotropía de la madera y su variación de la humedad. Estos cambios producen deformaciones que los nudos rígidos deben absorber y son causas de posible rotura.

La elección del metal depende casi exclusivamente del método de inserción y en los de mayor calidad el valor que limita es la capacidad de carga del elemento. En el caso que nos ocupa el acero B500S y S275JR se consideran los más adecuados. En cuanto al adhesivo la melanina urea formaldehído supone la alternativa más ecológica y económica entre todos los adhesivos.

⁹ Fuente: Fabricante Tecnifusta y Maderas Aguirre.

4 MADERA LAMINADA¹⁰

Dentro de las limitaciones de la madera debido a sus impurezas naturales a factores de su crecimiento y defectos varios, la madera laminada utiliza las partes sin imperfecciones de la madera encolándolas entre sí. Aparece tras la mejora de los materiales adhesivos tras las guerras mundiales, sobre todo la segunda guerra mundial, por ello su mayor desarrollo tiene lugar en la segunda mitad del siglo XX. De esta manera se consigue una madera de mayor calidad, con menos impurezas y aprovechando mejor el tronco, ya que antiguamente se rechazaba toda la pieza si esta tenía algún defecto grave, aunque sólo ocupara una pequeña zona.

El estudio y potenciación de la madera laminada frente al acero es un objetivo importante de nuestra sociedad. Por ello el objetivo de este trabajo pasa por buscar soluciones reales para sustituir al acero, un material muy contaminante en su proceso constructivo. En la elaboración de una tonelada acero se producen 2 toneladas de CO₂. Siendo el acero el causante del 4% de las emisiones de CO₂ de todo el planeta¹¹. El uso de la madera laminada reduce estas emisiones en un 70% al consumirse 0,65 Tn de CO₂ por cada tonelada producida de madera laminada¹².

En este apartado se explican los tipos de madera laminada y sus características. Para desarrollar este apartado se ha tenido en cuenta el documento básico CTE SE-M y el Eurocódigo 5 que inspira al anterior. En el último apartado de este capítulo se muestra una tabla con los valores de la madera laminada según la clasificación de las normas citadas.

¹⁰ Fuente los libros:

- 'Structural Timber Design to Eurocode 5' de Jack Porteous y Abdy Kermani, de (2007)
- 'Estructuras de Madera: diseño y cálculo' editado por AITIM (2000)

¹¹ Fuentes:

- www.worldsteel.org
- Antón Uriarte Cantolla, Doctor en Geografía por la Universidad de Zaragoza. Publicado en su blog antonuriarte.blogspot.com

¹² Fuente: Briefinf note 14 embodied energy de asociación Willmott Dixon. Consultable en: <http://www.willmottdixongroup.co.uk/assets/b/r/briefing-note-14-embodied-energy.pdf>

4.1 CLASIFICACIÓN

En la normativa española se contemplan 8 clases resistentes de madera laminada según sea su origen y calidad. Los valores nominales de anchura, altura y longitud de las piezas se deben ajustar a las tolerancias especificadas en la norma UNE EN 390 "Madera laminada encolada. Tamaños. Tolerancias".

La determinación de las propiedades mecánicas de la madera laminada se realiza de forma similar a la de los valores de las clases resistentes definidas para la madera aserrada. Para la madera laminada el sistema de clases resistentes está definido en la norma: UNE EN 1194 "Estructuras de madera. Madera laminada encolada. Clases resistentes y determinación de los valores característicos".

Esta norma distingue 8 clases resistentes de madera laminada:

- 4 de composición homogénea (GL24h, GL28h, GL 32h y GL36h)
- 4 de composición combinada (GL24c, GL28c, GL 32h y GL36c)

La madera laminada *homogénea* (h) hace referencia a que todas las láminas son de la misma clase resistente de madera aserrada, y la *combinada* (c) a que las láminas extremas (láminas situadas en los bordes superior e inferior de la sección transversal con 1/6 del canto en ambos lados y con al menos 2 láminas) son de una clase resistente superior (Figura 4.1.). Las láminas de madera laminada estándar tienen 4 centímetros de espesos.

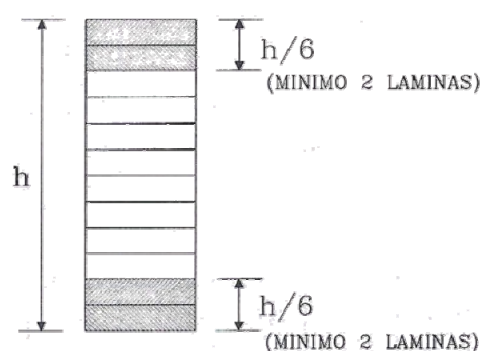


Figura 4.1: Madera laminada combinada

Las clases resistentes más comunes en nuestro país son las de tipo GL24H y GL28H, de mayor calidad se recurre a producto importado. Se aprecia la diferencia considerable entre la madera aserrada y laminada, sobre todo en las clases medias de ambos tipos. Esto se debe en mayor medida a que en la madera laminada se utilizan madera con un número de defectos muy bajos (nudos, fendas...). Se desechan los tramos que no cumplen con las tolerancias mínimas para este tipo de defectos, pero en la madera aserrada debes desechar toda la pieza aunque tenga partes aceptables. Por ello el resultado es una madera muy homogénea y con un comportamiento muy similar en toda su sección. En la tabla 4.1 se muestra la calidad de madera aserrada que contiene cada tipo de madera laminada.

Tabla 4.1: Clasificación del contenido de madera aserrada en la madera laminada¹³

Madera laminada encolada homogénea	GL24h	GL28h	GL32h
- Todas las láminas	C24	C30	C40
Madera laminada encolada combinada	GL24c	GL28c	GL32c
- Láminas externas	C24	C30	C40
- Láminas internas	C18	C24	C30

¹³ Tabla extraída del artículo 'Madera laminada: Encolado de las uniones dentadas' de la revista AITIM nº 184 , nov/dic 1996.

En la tabla anterior se incluyen algunas correspondencias entre las clases resistentes de madera laminada (GL – *glued laminated*) y las clases resistentes de madera aserrada (C), que constituyen las láminas. Puede observarse que el efecto de mejora de las resistencias al pasar de madera aserrada a laminada es tanto mayor cuanto menor es la clase resistente (o calidad) de la madera aserrada. En clases resistentes elevadas no se aprecia ganancia de la resistencia.

Debe recordarse que las resistencias a flexión y a tracción paralela a la fibra están referidos a alturas de la sección diferentes (150 mm en madera aserrada y 600 mm en madera laminada), lo que aparentemente enmascara parcialmente la relación.

Los valores característicos de la madera laminada encolada son los de la tabla 4.2:

Tabla 4.2: Comparativa de propiedades mecánicas de las calidades de madera laminada ¹⁴

Clase resistente de madera laminada	GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c	
Resistencia a flexión $f_{m,g,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36	N/mm ²
Resistencia a tracción paralela a fibra $f_{t,0,g,k}$	16, 5	19, 5	22,5	26	14	16, 5	19, 5	22,5	
Perpendicular a fibra $f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6	0, 35	0,4	0,45	0,5	
Resistencia compresión paralela a la fibra $f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31	21	24	26,5	29	
Perpendicular a fibra $f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,0	3,3	
Resistencia cortante $f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8	
Módulo de elasticidad paralela a fibra $E_{0,g,medio}$	11.600	12.600	13.700	14.700	11.600	12.600	13.700	14.700	
Perpendicular a fibra $E_{90,g,medio}$	9.400	10.200	11.100	11.900	9.400	10.200	11.100	11.900	
Módulo de cortante $G_{g,medio}$	390	420	460	490	320	390	420	460	
Densidad $P_{g,k}$	720	780	850	910	590	720	780	850	
	380	410	430	450	350	380	410	430	Kg/m ³

¹⁴ Tabla extraída del artículo 'Madera laminada: Encolado de las uniones dentadas' de la revista ITIM nº 184 , nov/dic 1996.

5 UNIONES

Los nudos en ángulo deben solucionar un encuentro en el que la transmisión de esfuerzos en sentidos casi perpendiculares supone una sobrecarga de los esfuerzos transversales, lo que puede derivar en un problema debido al carácter anisotrópico de la madera. La resistencia de la madera en sentido transversal puede ser hasta el 10% de lo soportable en sentido axial.

Otro factor que afecta al comportamiento de la unión es la variación de volumen debido a las variaciones del contenido de humedad de la madera. En la puesta en obra de la madera, ésta debe tener un contenido de humedad muy similar a la que tendrá cuando entre en servicio. Aunque el problema continúa debido a las variaciones que se producen por cuestiones estacionales. Esta variación de volumen es insignificante en sentido longitudinal de las fibras, pero no en el transversal. Si las piezas de madera son de un tamaño considerable, por las variaciones de humedad aparecerán unas fendas que serán apreciables en cuanto pierda humedad la madera.

Las uniones, su tratamiento y elección, son el punto más importante de la estructura. Ya que si el frágil puede colapsar la estructura. Las uniones suponen entre un 20% y 25% del coste total de la estructura.

TRADICIONALES

Los esfuerzos se transmiten de una pieza a otra mediante cajas y espigas o llaves, equilibrando normalmente los esfuerzos axiales mediante esfuerzos tangenciales o de compresión. Estos tipos son los que se han explicado en el apartado 2.

ENCOLADAS

Confieren una gran rigidez. Se utilizan en las esquinas y pies de las estructuras. Se realizan con resina epoxi o resinas de poliuretano. Su fragilidad y precisión necesarias limita su uso y aplicación.

MECÁNICAS

Se trata de uniones realizadas con elementos metálicos para la transmisión de esfuerzos, lo que limita su resistencia en caso de incendio. Esta resistencia frente al fuego se consigue mejorar ocultando la unión lo máximo posible. Las uniones mecánicas pueden ser de dos tipos, de clavija o superficie. De clavija recoge las de tipo clavo, tirafondos o tornillos, pernos, pasadores y grapas. En cuanto a los de tipo superficie incorporan conectores o dentadas. Que son las que se explican a continuación.

5.1 UNIONES DE TIPO CLAVIJA¹⁵

El esfuerzo se transmite de una pieza a otro mediante una flexión de la clavija y a través de tensiones de aplastamiento en la madera.

5.1.1 CLAVOS

Soportan una resistencia entre 0,5 o 1,5kN. Utilizados entramados ligeros. La adherencia debe ser mejorada para evitar que el clavo salga por los diferentes movimientos de la madera. La adherencia mejorada se consigue con una superficie helicoidal o con resaltos en la parte cercana a la punta. Los grosores varían entre los 3 y 8 mm, y longitudes que comprenden los 40 y 200mm. Suelen utilizarse piezas de sección rectangular llamadas Rivets, estos clavos mejoran las uniones entre madera y metal.

El material utilizado en la fabricación de clavos puede ser acero, acero inoxidable, acero tratado en caliente y aluminio. En cuanto a los tratamientos de protección suelen ser electrolgalvanizado, galvanizado en caliente y galvanizado mecánico.

Los clavos se utilizan para unir piezas de madera entre sí, tableros con madera y también chapas de acero a madera. En caso de que la madera sea de alta densidad (500kg/m³, caso de las frondosas y algunas coníferas) es necesario realizar un pretaladrado de diámetro no superior al 80% del diámetro del clavo.

5.1.2 TIRAFONDOS – TORNILLOS PARA MADERA

Constan de un fuste con zona roscada en punta y un tramo liso. Este sistema de unión soporta mejor los esfuerzos cortantes que los clavos, pero donde superan a los clavos es en la resistencia a la extracción. Tienen un diámetro de 6 y 20mm y una longitud de entre 25 y 300mm (figura 5.1.1).



Figura 5.1.1: Tornillos para madera, modelos de la casa *Simpson Strong-Tie*.

Por su elevada resistencia a carga de extracción, se utilizan para mantener en su posición a otros conectores de superficie con una función similar a la de los pernos, también se usan para fijar herrajes de cuelgue o para el anclaje de otras piezas.

5.1.3 PERNOS

Limitados por la holgura del agujero en el que se alojan, suelen combinarse con uniones de tipo de superficie. Constan de una cabeza y una tuerca en el otro extremo del fuste (figura 5.1.2). Resisten una tensión de 5 a 15 kN. Los grosores mínimos de los materiales a unir han de ser mayores de 30mm en las laterales y 40mm en las centrales. La perforación tiene holguras de hasta 1mm, ésta disminuye la capacidad de transmisión de cargas.

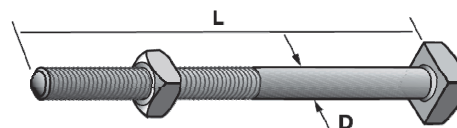


Figura 5.1.2: Esquema de perno metálico de la casa *Simpson Strong-Tie*.

Los pernos suelen fabricarse con acero dulce. Su diámetro varía entre 12 y 30mm.

¹⁵ Fuente: libro 'Structural Timber Design to Eurocode 5' de Jack Porteous y Abdy Kermani, de 2007 y la revista Tectónica 13, Estructuras Madera (II). ATC ediciones. 1995.

5.1.4 PASADORES

Un concepto similar al del perno pero embutido a presión en una perforación, la cual normalmente tiene un diámetro igual o ligeramente inferior al pasador (0,8 a 1mm menos). Por ello no hace uso de tuerca ni cabeza, la unión es más limpia y confiere más rigidez al encuentro al eliminarse la holgura. Se utiliza con madera laminada encolada. Son barra de acero de sección de 16 a 25mm.

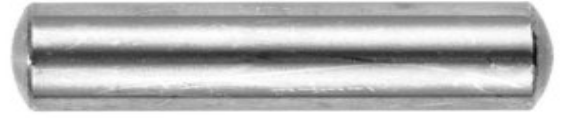


Figura 5.1.3: Imagen de pasador de acero inoxidable de la casa *lederer*.

Como inconveniente cabe remarcar el aumento de la posibilidad de fendas al carecer de holgura, por ello se recomienda colocarlos separados de los bordes.

5.1.5 GRAPAS

Se utiliza para unir tableros a las piezas de madera aserrada. Las partes de la grapa son la corona y las patas. Tienen una longitud de patas de entre 3,2 y 63mm. La fabricación de estos elementos se puede llevar a cabo con variedad de metales: acero con contenidos bajo, alto o medio de carbono, recubierto de zinc, galvanizado o inoxidable; aluminio, bronce o aleación de cobre y níquel.

5.2 UNIONES DE TIPO SUPERFICIE

Este tipo de uniones funciona muy bien frente a sismo, gracias a la aportación de ductilidad al conjunto. Estos elementos de unión de superficie o menor penetración transmite el esfuerzo a través de una mayor superficie. Se aplasta la placa con la madera con un perno. Se consigue una mayor transmisión de cargas llegando a valores que oscilan entre 10 a 50kN.

Los conectores pueden tener un diámetro de entre 60 a 260 mm que son los de tipo madera, anillo o placa y los que tienen un diámetro menor, entre 38 a 165mm que son de tipo dentados. Estos últimos sirven para gruesos de madera reducidos, entre 35 a 70mm. Habituales en las cerchas prefabricadas. Todos ellos precisan la presencia de pernos o tirafondos para mantener la posición. Los conectores metálicos suelen ser de aleación de aluminio, acero, hierro fundido, fundición, acero galvanizado y acero laminado en caliente o frío (caso de tipo dentada). Los de tipo madera se realizan con madera de roble (*quercus spp.*) con una densidad característica mínima de 600 kg/m³ y un contenido de humedad máxima en el proceso de fabricación del 18%. En este caso la dirección de la fibra debe ser perpendicular al perno.

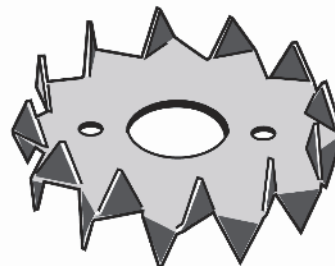
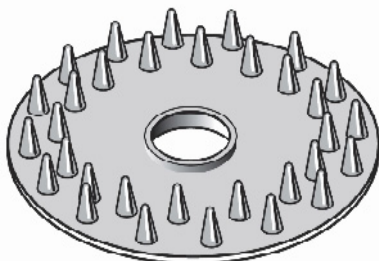


Figura 5.1.4: Imagen de unión circular dentada de acero inoxidable, *Simpson Strong-Tie*.

5.3 NUDOS RÍGIDOS

5.3.1 UNIONES DE TIPO CORONA

Las uniones de tipo corona son uniones rígidas constituidas por elementos de fijación de tipo clavija, pernos o pasadores. Su disposición hace posible la transmisión de momentos flectores gracias al impedimento en cierto grado del giro. La unión del nudo en corona se trata de una unión rígida entre las dos piezas que constituyen el pilar y el dintel, que queda abrazado por las piezas del pilar. Si la unión se realiza mediante una serie de pernos se requerirán conectores según las necesidades del cálculo (Figura 5.3.1 y 5.3.2).

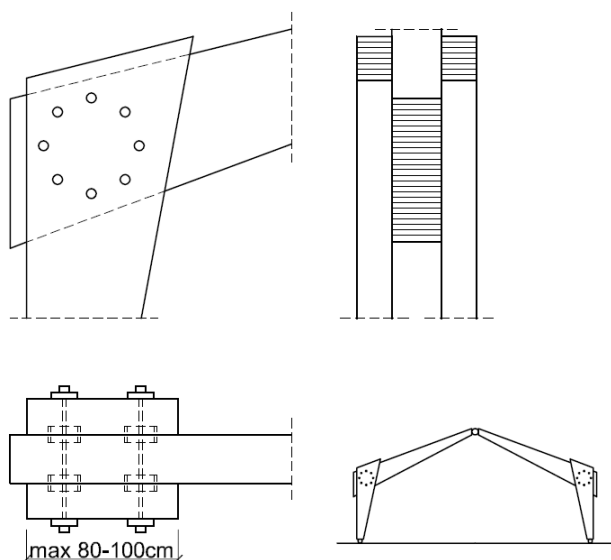


Figura 5.3.1: Esquema de nudo corona extraído del CTE DB-SE-M



Figura 5.3.2: Unión tipo corona tomada en Construmat 2011, modelo de Finnforest.

Se utiliza para empalmes de elementos con las fibras en el mismo sentido o cruzadas. Este último corresponde a uniones en las esquinas de los pórticos, en general estando conformados por elementos de madera laminada. En esta situación, al dintel le impide deformarse, dando lugar a que sufra tensiones en el sentido perpendicular de las fibras. Como ya se ha comentado sufre esta deformación debido a la humedad en mayor medida cuanto mayor sea la pieza. Para evitar la aparición de fendas, se limita el canto del dintel a 80 cm (CTE DB SE – M 11.1.2.3 , Figura 5.3.1).

Es una solución que permite la fabricación del pórtico únicamente valiéndose de laminados rectos que pueden montarse en obra. Pero tiene los inconvenientes derivados de los movimientos por cambios de humedad de la madera. Hay que tener presente que las fibras de la viga y del pilar están dispuestas en direcciones sensiblemente perpendiculares, de tal forma que mientras que en sentido transversal la contracción es fuerte, en el sentido longitudinal es casi despreciable comparándola . Esto origina esfuerzos en los medios de fijación que pueden agrietar la zona de unión.

Este sistema es totalmente reutilizable y reciclable al poderse desmontar por completo simplemente quitando las roscas de los pernos y una vez liberados de la carga se puede desmontar y reutilizar. Las piezas son reciclables fácilmente al no haber utilizado ningún adhesivo en el montaje (más allá del que incorpora la madera laminada).

Los sistemas de nudos rígidos tienen la propiedad de convertir el encuentro en un empotramiento, por lo que se produce una transmisión de momento flector al pilar. Como efectos directos de esto encontramos puntos positivos como:

-Menos deformación. Esto se debe por reducción del momento flector en la zona central (Figura 5.3.3).

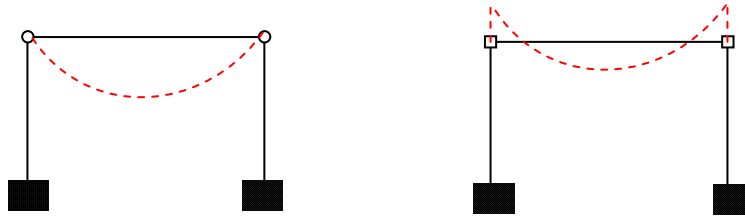


Figura 5.3.3: Esquema de diagramas de momentos en pórticos articulados y rígidos.

-Ahorro de material. Vigas de menos canto por tener que soportar menos momento flector en la zona de máxima tensión. El momento flector puede reducirse hasta en un 40%, por lo que la reducción de la pieza se ve aligerada por tener que resistir menos tensión focalizada. Esta descarga tensional en la zona central tiene su aumento en la zona del encuentro por su rigidez.

Como todos los sistemas constructivos tienen sus puntos negativos o a mejorar. En el caso de las uniones tipo corona son las siguientes:

-Deformación en los puntos de unión en la corona. Uno de los principales hándicaps del sistema es la deformación de la zona pernada. Esto se debe a que las tensiones sufridas en esta parte de la estructura. Tal y como demuestra Martin Uhre Pedersen¹⁶, en su tesis realizada en 2002 '*Dowel Type Timber Connections*', este tipo de uniones sufren tensiones en sus encuentros que según el ángulo de carga pueden suponer una deformación excesiva. Realiza una prueba empírica sobre unos pernos cargando a 0, 30, 60 y 90 grados sobre la dirección de la fibra (figura 5.3.4) y tal y como se aprecia en los resultados (figura 5.3.5) las cargas transversales conllevan una mayor deformación.

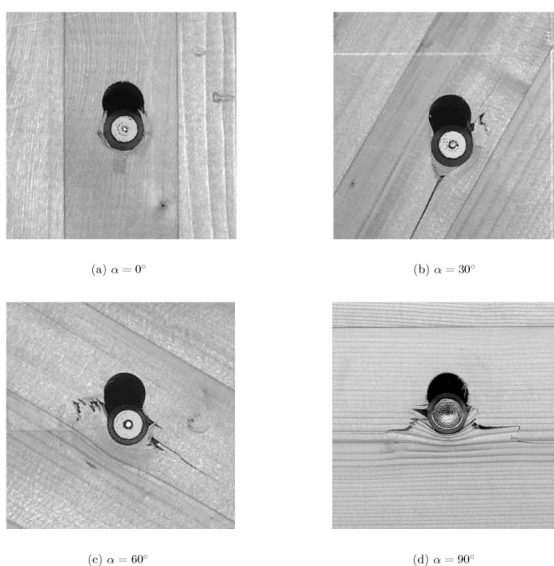


Figura 5.3.4: Imágenes de los resultados tras las pruebas de carga en los pernos orientados cada 30 grados.

¹⁶ Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Dinamarca (DTU).

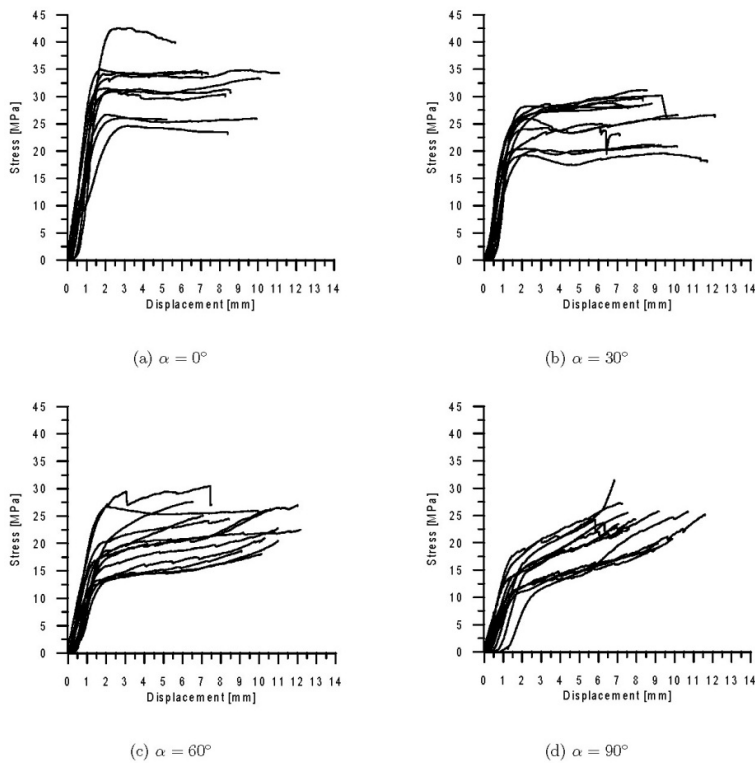


Figura 5.3.5: Gráficas de resultados tras las pruebas de carga en los pernos orientados cada 30 grados.

La solución de este problema pasa por utilizar sistema de madera bilamina o trilaminada en el que se colocan piezas de madera con las fibras orientadas perpendicularmente para poder absorber mejor las tensiones en ambas direcciones. Ya que transversalmente soporta casi un 40% de la carga, como se puede apreciar en la figura 5.3.5. En secciones pequeñas debido a la separación necesaria entre pernos nos se obtiene una rigidez absoluta.

En la tesis citada en el párrafo anterior se demuestra también la relación entre deformación, en los puntos de carga de los pernos, y la humedad relativa del ambiente. No se desarrollará este apartado, pero el tipo de deformación para una carga similar es muy diferente si la humedad del ambiente es de 65% o 85%, que corresponde a las clases de servicio 1 y 2 del apartado 2.2.2.2 del documento básico CTE SE-M (figura 5.3.6 – 5.3.7).

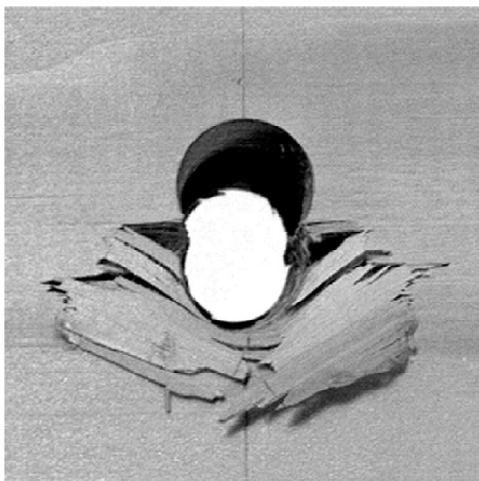


Figura 5.3.6: Imágenes de rotura a 65%.

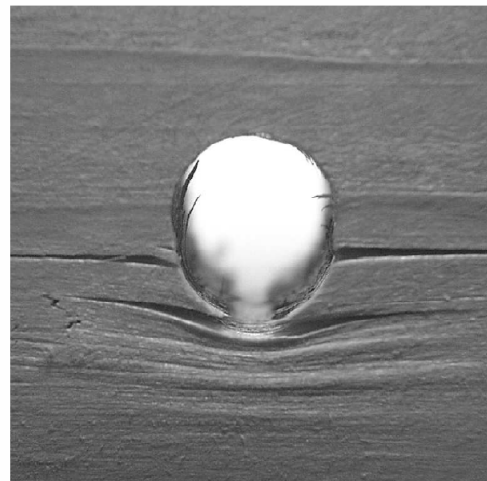


Figura 5.3.7: Imágenes de rotura a 85%.

5.3.1.1 SISTEMA FINNFOREST

La empresa forma parte del grupo finlandés Metsäliitto, fundado en 1947 y actualmente un referente dentro del mundo de la construcción en lo que a madera estructural se refiere. Tiene entre sus productos el sistema de uniones rígidas patentado *Kerto* (Figura 3.1.8).

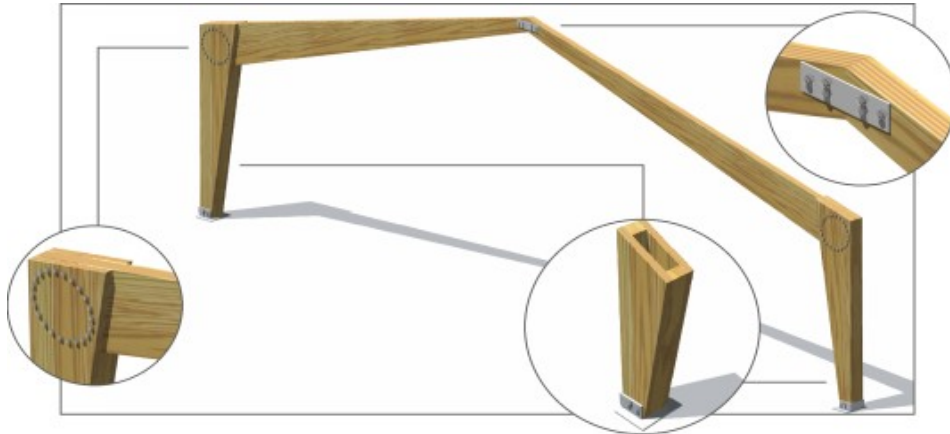


Figura 5.3.8: Esquema de pórtico con nudos corona de Finnforest.

El sistema Kerto tiene la peculiaridad de unir el sistema de uniones rígidas tipo corona y fusionarlo con sistema de madera microlaminada de la misma empresa. Esta variación de la madera laminada llega hasta los 44 N/mm². La clave de este sistema radica en el espesor de sus láminas de madera de 3mm frente a los 4 cm de la madera laminada habitual. Las dimensiones del canto que se pueden conseguir varían entre los 10 y los 90 cm. Dentro del sistema de madera microlaminada encontramos dos variantes:

-Sistema Kerto S: En el que las láminas están todas orientadas en la misma dirección, consiguiendo así una resistencia de 44 N/mm².

-Sistema Kerto Q: Esta variación orienta el 20% de las fibras de las láminas que lo componen en sentido transversal, dotándole de un comportamiento menos isotrópico. Esto mejora la respuesta de la madera a esfuerzos cortantes, transversales y los cambios de humedad. Por otro lado su capacidad resistente a flexión hasta los 32 N/mm². La mejora que supone el sistema Kerto Q radica en la mejora de su resistencia en el sentido transversal de la fibra. Ambas soluciones utilizan colas fenólicas, que producen gases tóxicos y deben ejecutarse en taller y con las medidas de protección adecuadas. El sistema tiene el certificado PEFC que lo certifica como producto ecológico.

Este tipo de uniones transmiten los esfuerzos de manera que hacen trabajar la madera indistintamente paralela y transversalmente a la fibra. Un ejemplo de proyecto lo encontramos en el gimnasio de *l'Escola del Bosc* en Barberá del Vallés (Barcelona) con este sistema. En la figura 5.3.9 muestra una fotografía del proceso constructivo.



Figura 5.3.9: Imagen de de la construcción del gimnasio de *l'Escola del Bosc* en Barbera del Vallés con sistema de unión tipo corona de Finnforest.

5.3.2 UNIONES MEDIANTE ARMADURA¹⁷

Las barras encoladas para refuerzos o la conexión de piezas de madera laminada cuentan con una experiencia de unos 30 años en países Escandinavos, Alemania y Rusia. Empezaron utilizándose para reforzar las vigas de madera ante la aparición de grietas y en los apoyos. En Rusia, su aparición surgió como solución a un problema de escasa superficie de apoyo. A lo largo de estos años ha ido evolucionando el sistema hasta incorporarse en sistemas de uniones rígidas y soluciones a cortante. Las barras de acero roscado, permitían mejorar la adherencia con el adhesivo.

Existen dos maneras de insertar la barra. Con holgura, realizando la perforación con diámetro de superior a la barra o roscada, reduciendo ligeramente la perforación e insertando el adhesivo y después la barra a presión (la reducción suele coincidir con la profundidad del roscado de la barra).

Los adhesivos más utilizados son los de fenol-resorcinol, resinas epoxi y poliuretano de dos componentes. El tipo se escoge según la el sistema, (inyección o roscado) y del modo de trabajo. Los de tipo epoxi, son los más utilizados al ser compatibles con sistema con holgura y roscado por no tener retracción y una elevada adherencia. Los fenol-resorcinol tienen una retracción que limita su capacidad resiste, lo que limita a uniones roscadas. El poliuretano de dos componentes son sensibles a las altas temperaturas.

5.3.2.1 SISTEMA TECNIFUSTA¹⁸

Este método es el utilizado y patentado por la empresa catalana Tecnifusta, con sede en *l'Escala* (Girona). Este tipo de uniones rígidas consisten en incorporar una varilla roscada o redondo de acero. Rigidizando la unión y repartiendo los esfuerzos a lo larga de la varilla. Para garantizar esta unión lo que se hace es rellenar la holgura con resina epoxi.

El montaje resulta sencillo ya que las piezas y sus encuentros son ortogonales y se debe perforar la zona donde se incorporará la varilla, se coloca el acero y se rellena con pistola (Figura 5.3.10).



Figura 5.3.10: Imágenes del montaje y resultado de un nudo rígido con armado de acero.

¹⁷ Fuente: capítulo 13 del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

¹⁸ Tecnifusta, empresa que calcula y suministra estructuras de madera. Detalles de empresa anexo 3.

Al colocar la armadura con una longitud de unos 50-80 centímetros no se concentran tantos esfuerzos en la unión (la longitud de la varilla depende del largo de la barra). Otro punto a favor es su mejor resistencia al fuego al tener el acero protegido por la madera. Su relativa sencillez y economía de montaje son factores que lo colocan como opción interesante en el mercado. A diferencia de los sistemas de tipo corona el armado de la madera permite utilizar perfiles de madera de menor tamaño (14x14cm figura 5.3.11).



Figura 5.3.11: Viga de madera en celosía con armada con varillas de acero roscado en las instalaciones de Tecnifusta.

Esta solución de nudo rígido al tener inyectada la barra de acero con epoxi hace que sus piezas sean más difíciles de reciclar. Una vez montado no se puede desmontar sin romper la unión. Por este motivo esta solución no se considera reciclable en cuanto a sus piezas originales. Una vez despedazado e inutilizado el sistema se pueden reciclar sus piezas mediante trituración de la madera. El acero al tener adherida la resina epoxi no se podrá reutilizar sino se funde.

5.3.3 UNIONES ENCOLADAS¹⁹

El ensamble mediante resinas es otra opción a la hora de conseguir una unión rígida. Este método tiene una complejidad de montaje y producción ligeramente superior a la unión de tipo corona y por armadura. Por ello su montaje tienen que realizarlo técnicos especializados para que se pueda certificar su calidad.

Consiste en realizar una entalladura múltiple o junta dentada a las piezas a unir de manera similar a un empalme de la madera laminada. En el proceso constructivo sólo hacen falta piezas rectas, evitando la fabricación de curvas. La apariencia externa es más limpia ya que la unión es superficial mediante resinas. Al no tener elementos metálicos tiene una mejor respuesta frente al fuego (figura 5.3.12).

Como punto negativo se considera un límite de la luz a cubrir de 30 metros. El canto máximo recomendado es de 150 cm y las entalladuras tienen una profundidad aproximada de unos 50 mm. Existen tensiones de tracción si aparecen momentos flectores positivos, por lo que se emplea en pórticos con momentos negativos.

En el cálculo se deberá penalizar la resistencia según el ángulo que formen las fibras, siendo la resistencia obtenida mermada con un coeficiente de seguridad de un 20% por algunas normativas. En el caso de los nudos rígidos, explicados en el apartado 5.3, el acero refuerza el nudo rígido pero en este caso el carácter anisotrópico de la madera y la ausencia de metal limita la resistencia del encuentro. Debido a sus limitaciones de tamaño y canto, complejidad de realización no es una solución muy común.

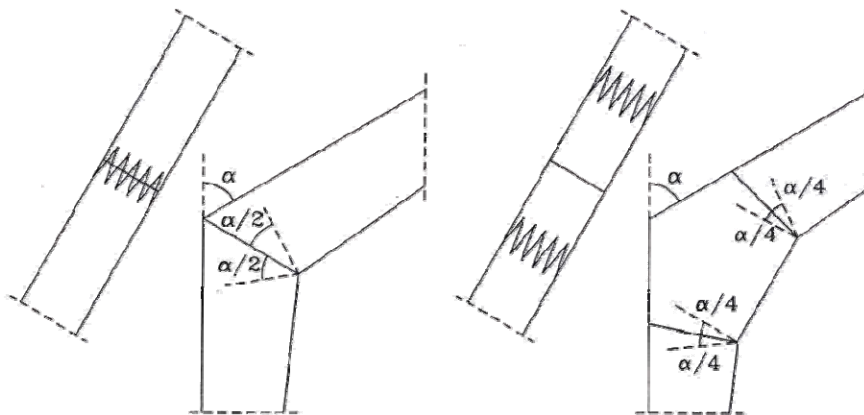


Figura 5.3.12: Esquema de vigas por entalladura.

¹⁹ Información del capítulo 15.7.3 del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

6 CÁLCULO DE PÓRTICO MEDIANTE UNIONES RÍGIDAS

A continuación se realizara un cálculo con dos sistemas de vigas con nudos rígidos comparándolos con sistemas similares con soluciones de nudos articulados tradicionales.

- Madera Armada. El primer sistema consiste en la inserción, mediante epoxi, de un redondo de acero estructural en la unión. Esta inserción rigidiza el nudo y haciendo así que trabaje como un empotramiento. Este es un sistema patentado por la empresa catalana Tecnifusta (método explicado en el apartado 5.3.2). El sistema se comparará con uno realizado mediante pletina metálica con un perno a modo de articulación.

- Tipo Corona. El otro sistema de nudos rígidos consiste en una unión de tipo corona en el encuentro. El problema que supone es que es que para absorber las deformaciones por humedad requiere de una madera doble laminada como mínimo. Este sistema produce tensión en la madera que, al estar distribuidas circularmente, se transmiten en varias direcciones. Debido al comportamiento anisotrópico de la madera puede conllevar deformaciones excesivas. Con el doble laminado, sistema que coloca las piezas de la madera también a 90 grados se consigue dar una respuesta más homogénea a los esfuerzos transmitidos por el nudo (desarrollado en el apartado 5.3.1). La comparativa se realizará con su homólogo articulado, en vez de situar una corona de pernos si colocará uno sólo en el eje del giro en la unión.

6.1 SOLICITACIONES DEL PÓRTICO

Para poder realizar un cálculo comparativo objetivo se definen unas condiciones previas. Estas condiciones vienen dadas por los requerimientos a los que estarían sometidos si el pórtico estuviera en una construcción de una sola planta. Las condiciones que todos los pórticos cumplen con los siguientes puntos y esquematizados en la figura 6.1.1.

Los cálculos se realizan con programas informáticos (Autodesk Robot 2010 y Estrumad 2009). Estas aplicaciones cumplen con los parámetros de cálculo establecidos por el CTE y el Eurocode 5. En el anexo 2 se encuentran adjuntados los resultados completos, cuyos resúmenes se incorporan en los posteriores apartados para cada tipo de pórtico.

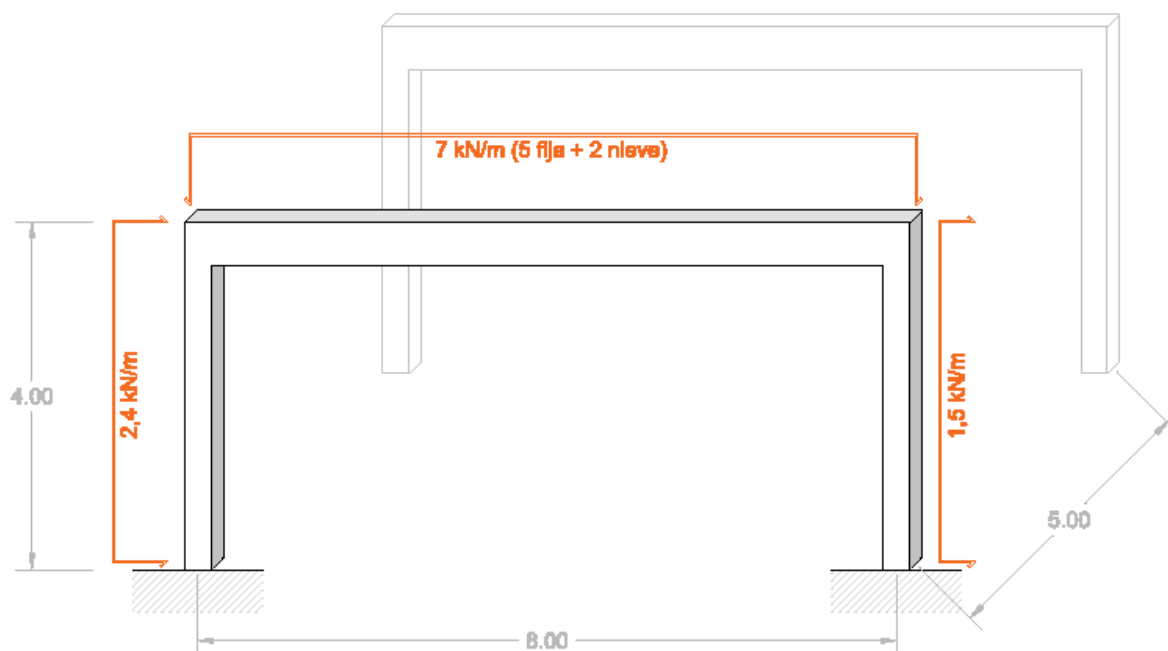


Figura 6.1.1: Esquema de pórtico para cálculo.

La calidad de la madera se establece una madera laminada de Abeto Rojo o similar de GL32h en pilares y GL32h²⁰ en la jácena.

Los datos para el cálculo se toman como base a partir de un supuesto para una estructura de un proyecto para un mercado situado en Calafell (Tarragona). Se utiliza este supuesto para aprovechar los resultados para la definición del pórtico en el apartado 7 de este estudio. Este mercado estaría emplazado donde actualmente se encuentra el mercado de Calafell. Por la situación de la estructura se considera dentro de la clase de servicio 2 al ser un lugar cubierto y un nivel de humedad menor al 85%. Siguiendo con el documento básico CTE-SE-M el factor de fluencia para el cálculo de estados límite de servicio de 0,8, según la tabla 7.1 del citado documento.

Para el diseño y toma de medidas del pórtico se ha buscado las dimensiones óptimas de trabajo del sistema de nudos rígidos. Basándose en la eficacia establecida por AITIM²¹, según la relación de la luz a cubrir y el alto del pilar, resulta que en una relación L/H=2 es la geometría que mejor se comporta. Por ello se toma una jácena que cubre una luz que es igual al doble que la altura del pilar.

²⁰ GL32h corresponde a la madera del sistema KERTO Q suministrado por Finforest cuyos valores resistentes se encuentra en la memoria de cálculo del anexo 2.3.

²¹ Se establece la eficacia del sistema en la tabla P.6 del anexo P del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

La carga a soportar vendrá determinada por la tabla 6.1.1. Estas cargas vienen tomadas según el Documento Básico CTE-SE-AE.

Tabla 6.1.1 Estado de cargas		Valor de la carga
VERTICAL	Cargas Fijas	
	Peso propio entrevigado ligero tipo Kerto-Ripa ²² o similar	0,4 kN/m ²
	Sobrecarga de elementos colgados (instalaciones y falso techo)	0,1 kN/m ²
	Peso propio acabado cerámico (tejas planas corrientes 3 Kg/pieza)	0,4 kN/m ²
	Lamina impermeable y adherencia para acabado cerámico	0,1 kN/m ²
	Cargas variables	
	Sobrecarga de mantenimiento	0,4 kN/m ²
	Sobrecarga de nieve	0,3 kN/m ²
	<i>Subtotal Fijas</i>	1,0 kN/m ²
HORIZONTAL	<i>Subtotal Variables*</i>	0,4 kN/m ²
	TOTAL VERTICAL LINEAL (Vano 5 m.)	7,0 kN/m
	Carga de viento	0,6 kN/m ²
	Total Presión Lineal	2,4 kN/m
	Total Succión Lineal	1,5 kN/m

*Se aplica un coeficiente de simultaneidad al considerar el mantenimiento como situación más desfavorable.

El dimensionado de las cargas se realizará según el ELS y una mayoración de las cargas de 1,35 para cargas permanentes y 1,5 para variables, según lo establecido por la tabla 4.1 del CTE SE.

²² Sistema Kerto-Ripa de Finnforest. Conformado por unas vigas microlaminadas y una chapado que cierra el sistema. En el espacio intersticial se coloca el aislamiento.
<http://www.finnforest.es/soluciones/solucionesparaconstruccion/forjadoskerto/panelforjadoKerto-ripa>

6.2 COMPARATIVA DE PÓRTICOS²³

En esta comparativa se realiza el cálculo elástico de una estructura porticada compuesta por un solo vano. Las uniones se clasifican en función de su rigidez. La rigidez de una unión es la relación entre los momentos en los extremos de la barra y la rotación relativa entre ellas.

De acuerdo con este criterio, se considera articulada una unión cuando los giros en los extremos de las barras unidas son independientes, de modo que la viga se comporta como una barra simplemente apoyada. Por otro lado, se define como unión rígida aquella en que no se producen rotaciones relativas entre los extremos de las barras unidas. En estos casos el nudo experimenta únicamente una rotación como sólido rígido. Este es el giro del nudo que aparece cuando se utilizan los métodos habituales de análisis de estructuras de barras.

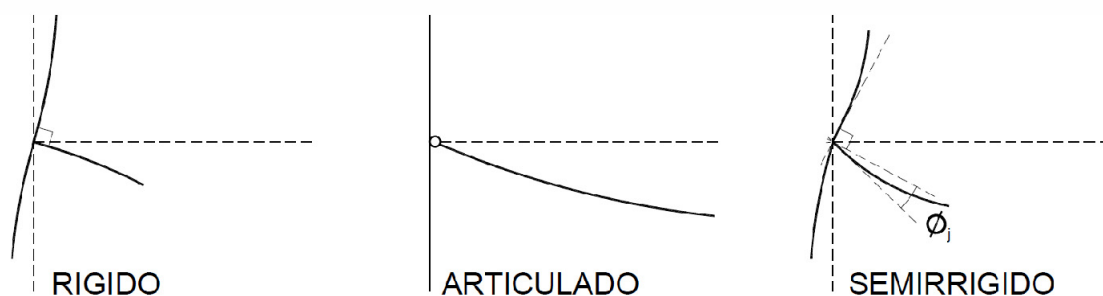


Figura 6.2: Esquema de giro de los diferentes tipos de nudos.

Se emplean dos métodos de cálculo, uno para cada familia de pórticos estudiados. Cada uno requiere un sistema de comprobación diferente al trabajar de manera diferente. A continuación se explica el método de cálculo de los supuestos:

-Pórtico con nudo rígido armado (6.2.1). Una vez obtenidos los cálculos mediante el proceso informático se calcula la sección de acero necesaria para absorber la cantidad de momento que excede a la capacidad resistente de la madera al momento flector. Se utiliza el método indicado por el fabricante.

-Pórtico articulado mediante pletina oculta (6.2.2). El diámetro de la barra de acero se calcula para que la unión soporte la unión a doble cortante. El método utilizado sigue lo determinado en el apartado 8.3.1.2 de uniones de acero con madera de documento básico CTE SE-M, en este caso se considera una placa central de acero (formula 8.22)²⁴.

-Pórtico con uniones rígidas tipo corona (6.2.3). Se comprueba la resistencia de la unión a doble cortante entre las dos piezas de pilar que abrazan a la jácena y la clavija que impide el giro del encuentro. La comprobación a doble cortadura viene determinada por las formulas del apartado 8.3.1.1 para uniones de madera con madera²⁵. Anteriormente se ha comprobado la composición y resistencia de los pasadores de acero y la resistencia al aplastamiento de la madera según la direccionalidad del módulo resultante de los esfuerzos.

-Pórtico articulado de doble pilar. El método de cálculo es igual que el anterior, a doble cortadura, siendo en este caso un único perno es que se introduce. Se comprueba la resistencia de la pieza de acero y el aplastamiento de la madera.

²³ Fuente: tesis de Arianna Guardiola Villora (2006) Comportamiento de los nudos semi-rígidos en estructuras metálicas de edificación. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.

²⁴ Documento Básico CTE SE-M apartado 8.3.1.2

²⁵ Documento Básico CTE SE-M apartado 8.3.1.1

6.2.1 PÓRTICO ARMADO

Las características de los materiales del sistema utilizado por Tecnifusta son los siguientes:

Materia prima	Para cálculo: Madera laminada GL32h Disponibles: Abeto Rojo (centro Europa) o Nórdico (más blanquecino) Pino GL24 (para exteriores, mayor impregnación)
Adhesivo para madera laminada	Melamínicas (MUF) Poliuretano (no permite autoclave)
Herrajes	Casa Strong-Tie con acero S235 o S275 Barra roscada B-500S

Tabla 6.2.1 Características del pórtico armado

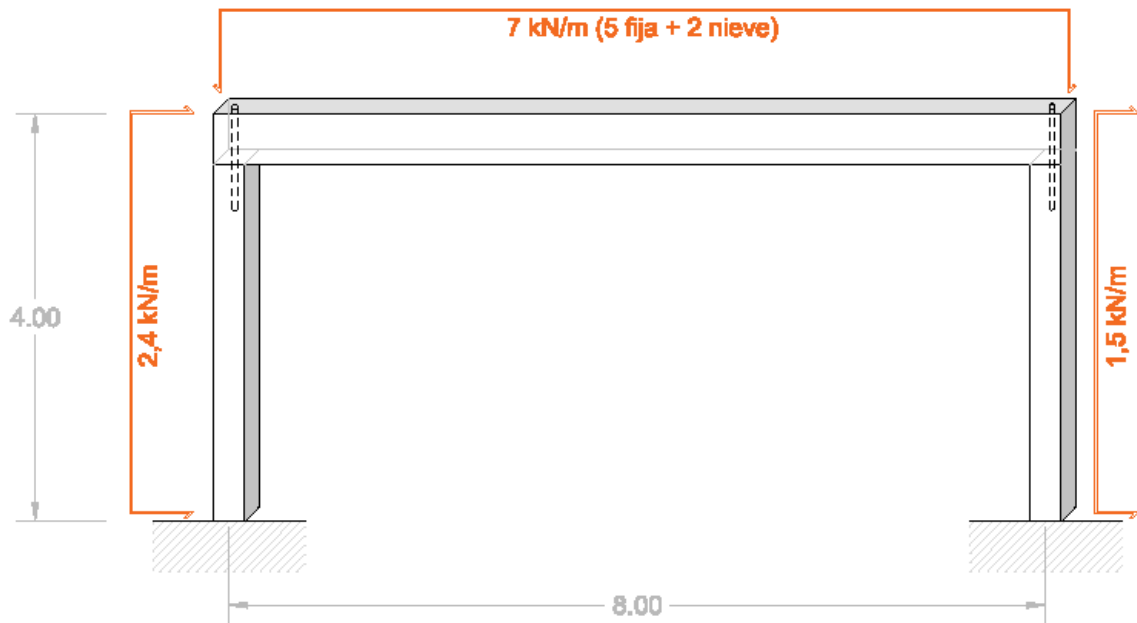


Figura 6.2.1: Esquema de pórtico armado.

El cálculo se ha realizado con el programa informático Estrumad 2009. Una vez conseguidas las reacciones de los momentos en los encuentros de las escuadras se calcula que sección de acero es necesaria para absorber el momento. El concepto es similar al del hormigón armado. En las tablas siguientes (6.3.1-2-3) se encuentran los resultados de cálculo.

La unión se calcula como si fuera una unión continua, es decir como si estuviera realizado de una sola pieza. Los resultados de cálculo se encuentran en el anexo 2.1.

Nudo	X (m)	Y (m)	Tipo
1	0,0	0,0	Rótula
2	0,0	4,0	Continuo
3	8,0	4,0	Continuo
4	8,0	0,0	Rótula

Tabla 6.2.1.1 Datos de uniones del pórtico rígido

Barra	Nudo 1	Nudo 2	Sección (mm)	Material	Longitud (m)
1	1	2	1 x 200x240	GL32h	4,00
2	2	3	1 x 200x440	GL32h	8,00
3	4	3	1 x 200x240	GL32h	4,00

Tabla 6.2.1.2 Datos de las barras del pórtico rígido

Los resultados obtenidos mediante el cálculo informático (Estrumad 2009) para el cálculo según el ELS y flecha máxima de 1/300 de la luz se encuentran en las tablas 6.3.3 y 6.3.4.

Flecha viga	-22,7mm
--------------------	---------

Tabla 6.2.1.3 Flecha de la viga según cálculo

Barra/Nudo	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
1/ 1	-49,8	5,434	0
1/ 2	-49,8	5,434	-21,735
2/ 2	-5,434	-49,8	21,735
2/ 3	-6,617	52,05	-44,469
3/ 3	-53,895	-6,537	38,749
3/ 4	-53,895	-12,837	0

Tabla 6.2.1.4 Esfuerzos en barras según cálculo²⁶

6.2.1.1 Dimensionado del nudo mediante armadura

Para calcular la armadura de madera se calculará de una manera similar al hormigón armado. Se buscará la cantidad de carga que no puede soportar la madera y ese exceso lo suplirá el acero. Se tomarán los datos de cálculo del nudo 3, considerándose el más desfavorable. Este proceso de comprobación ha sido indicado por el fabricante y suministrador del sistema Tecnofusta. La longitud de anclaje indicada por el fabricante es de cómo mínimo de 1/4 del pilar, siendo recomendable 1/3. Por ello se supone una longitud de la barra de 1,3 m.

-Cálculo de tensión admisible del acero:

$$F_{yd} = F_{yk} / \gamma = 500 \text{ N/mm}^2 / 1,1 = 454,5 \text{ N/mm}^2$$

F_{yk} = capacidad de carga del acero b-500S

γ = parámetro de seguridad del acero 1,1

-Cálculo de la capacidad de carga de la madera:

$$F_{wd} = F_{wk} / \gamma_w = 32 \text{ N/mm}^2 / 1,25 = 25,6 \text{ N/mm}^2$$

F_{wk} = Capacidad de carga de la madera lamina GL32h

γ_w = parámetro de seguridad de la madera laminada encolada. Tabla 2.3 DB CTE SE-M.

-Cálculo de sección de acero necesaria para absorber el momento que excede de la capacidad resistente de la madera sobre momento flector:

$$Y = b * (1 - (1 - (M_d / (0,425 * F_{wd} * b * d^2)))^{0,5}) = 240 * (1 - (1 - (44469 \text{ kNm} / (0,425 * 25,6 \text{ N/mm}^2 * 200 \text{ mm} * 240^2)))^{0,5}) = 43,108 \text{ mm}$$

b = profundidad del pilar

M_d =Momento de cálculo, mayorado ya en las cargas

d =ancho del pilar (canto aplicable)

²⁶ Se muestran sólo las combinaciones de hipótesis más desfavorables para cada nudo.

$$A = 0,85 \cdot F_{wd} \cdot b \cdot y / F_{yd} = 0,85 \cdot 25,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 43,108 \text{ mm} / 454,5 \text{ N/mm}^2 = 412,77 \text{ mm}^2 < 452 \text{ mm}^2 \text{ (4 } \varnothing 12 \text{)}$$



6.2.1.2 VALORACIÓN DE RESULTADOS

Tras analizar los resultados se realizan las siguientes valoraciones:

- Resulta muy interesante comprobar cómo afecta el viento a la unión rígida. Como se aprecia en los resultados con las combinaciones en las que la hipótesis de viento está considerada, el momento flector en uno de los nudos aumenta hasta doblar el nivel de momento flector en la combinación de hipótesis sin viento. El caso contrario ocurre en el nudo rígido opuesto. El momento producido por el viento consigue contrarrestar el momento flector de la sobrecarga vertical, lo que hace que se descargue el nudo. Este efecto se explica esquemáticamente en la figura 6.3.1.2. En momento flector debido al viento resulta ser superior al que produce la carga vertical.

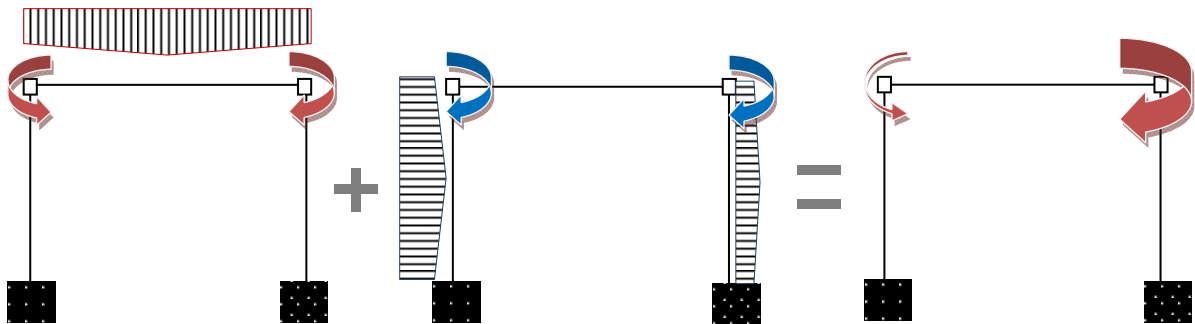


Figura 6.3.1.2: Esquema de reacciones en pórtico rígido debido a la carga vertical y las horizontales.

- Se observa también que el viento triplica el valor del cortante en el pilar que sufra de un mayor momento debido al viento. El aumento del viento podría llevar a fisurar la articulación del suelo.

-El axial varía un 10% debido a la consideración del viento en el cálculo, lo que se considera despreciable.

- El resultado de las barras final resulta algo superior a lo que se preveía en un inicio. El problema se considera a que debido a la falta de inercia del pilar se necesita un grosor de 200mm, ya que este debe soportar el pandeo.

- El sistema de nudo rígido mediante armadura condiciona el ancho de la jácena. Al tener como resultado un pilar de 200x240mm, la jácena se ve obligada a tener un ancho de 200mm. Este hecho hace que se consuma mucha más madera y no optimice la madera de la jácena.

- En el encuentro con el terreno los esfuerzos de las reacciones debidas al viento duplican a los producidos por las cargas verticales. Aun así resulta ser una tercera parte de lo que se produce de esfuerzo axial, por lo que no resulta relevante.

- Sorprende que el momento flector se soporte mediante la colocación de 4 varillas de diámetro 12mm.

6.2.2 PÓRTICO ARTICULADO MEDIANTE PLETINA

Las características de los materiales del sistema utilizado por Tecnifusta son los siguientes:

Materia prima	Para cálculo: Madera laminada GL32h
Adhesivo para madera laminada	Melamínicas (MUF) Poliuretano (no permite autoclave)
Herrajes	Casa Strong-Tie con acero S235 o S275 Barras B-500S

Tabla 6.2.2 Características del pórtico articulado

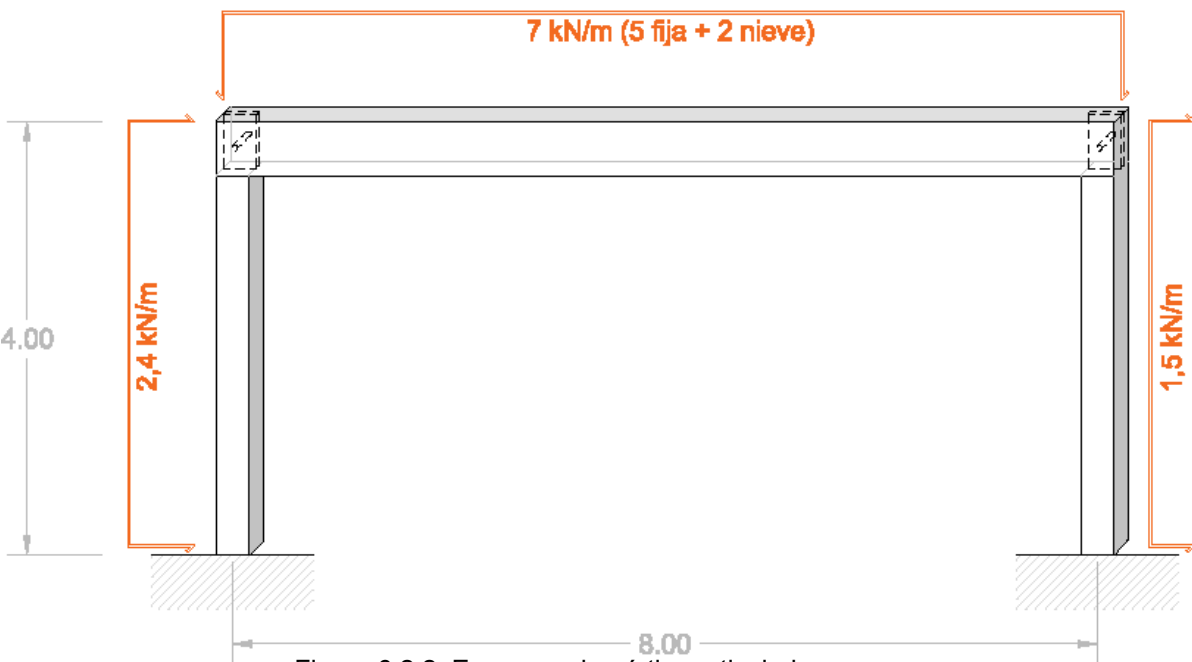


Figura 6.2.2: Esquema de pórtico articulado.

Para el cálculo de este sistema se realiza un cálculo estructural por nudos articulados. Para poder estabilizar la estructura, ya que al diseñarse con 4 articulaciones no funciona, se coloca en el nudo 3 un nudo articulado pero que no permite el movimiento horizontal. Lo que significa que se debe arriostrar la estructura en el nudo 3. En las tablas siguientes (6.2.1.1-2-3) se encuentran los resultados de cálculo.

La unión de este sistema se calcula como si fuera una unión apoyada. Los resultados de cálculo se encuentran en el anexo 2.2.

Nudo	X (m)	Y (m)	Tipo
1	0,0	0,0	Rotula
2	0,0	4,0	Continuo
3	8,0	4,0	Continuo
4	8,0	0,0	Rotula

Tabla 6.2.2.1 Datos de uniones del pórtico rígido

Barra	Nudo 1	Nudo 2	Sección (mm)	Material	Longitud (m)
1	1	2	1 x 160x160	GL32h	4,00
2	2	3	1 x 160x520	GL32h	8,00
3	4	3	1 x 160x160	GL32h	4,00

Tabla 6.2.2.1 Datos de las barras del pórtico rígido

Los resultados obtenidos mediante el cálculo informático (Estrumad 2009) para el cálculo según el ELS y flecha 1/300 se encuentran en las tablas 6.2.2.3 y 6.2.2.4.

Flecha viga	-23,3mm
--------------------	---------

Tabla 6.2.2.3 Flecha de la viga según cálculo

Barra/Nudo	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
1/ 1	-46,2	7,20	0
1/ 2	-46,2	7,20	0
2/ 2	-7,2	-46,2	0
2/ 3	-7,2	46,2	0
3/ 3	-46,2	-4,5	0
3/ 4	-46,2	-4,5	0

Tabla 6.2.2.4 Esfuerzos en barras según cálculo²⁷

6.2.2.1 Dimensionado de la unión a cortante doble con placa central²⁸

El nudo articulado se dimensiona a cortante doble, ya que es el eje es el punto que más sufre. Se toman los datos del nudo 3 de la viga, al considerarse la más desfavorable. La unión con el pilar no supone ningún problema al transmitir básicamente axial. Comprobaremos con una barra de diámetro de **barra de 25mm**.

- Capacidad de carga de la unión:

El eje de la articulación trasmite esfuerzos perpendiculares a la fibra.

- Resistencia al aplastamiento paralelo de la unión:

$$F_{h0k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \bar{\sigma} = 0,082 * (1 - 0,01 * 25\text{mm}) * 430 \text{ g/mm}^3 = \mathbf{26,445 \text{ N/mm}^2}$$

d = diámetro del perno (mm)

$\bar{\sigma}$ = densidad de la madera GL32h

- Teniendo en cuenta la duración de la carga:

$$F_{h0d} = (0,9/1,3) * 26,44 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{18,30 \text{ N/mm}^2}$$

- Ángulo de incidencia de la carga sobre la jácena:

$$\alpha_1 = \arctg(F_q) / F_n = \arctg 46,2 \text{ kN} / 4,5 \text{ kN} = \mathbf{84,43^\circ}$$

- Resistencia de la madera al aplastamiento sobre jácena:

$$(1) F_{h1d} = F_{h0d} / (K_{90} * \sin^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_1) = 18,30 \text{ N/mm}^2 / (1,59 * 0,99 + 0,009) = \mathbf{11,56 \text{ N/mm}^2}$$

K_{90} = Factor que depende de la familia de la madera, al ser abeto (conífera):

²⁷ Se muestran sólo las combinaciones de hipótesis más desfavorables para cada nudo.

²⁸ Fuente: Anexo P del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

$$K_{90} = 1,35 + 0,015 * d = 1,35 + 0,015 * 16 \text{ mm} = \mathbf{1,59}$$

- Resistencia por plano de cortadura

$$R_d = 1,1 * F_{h1d} * t_1 * d = 1,1 * 11,56 \text{ N/mm}^2 * 80 \text{ mm} * 25 \text{ mm} = \mathbf{25.432 \text{ N}}$$

$$R_d = 1,1 * F_{h1d} * t_1 * d * [(2 + (4 * M_{y,d}) / (F_{h1d} * t_1 * d^2))^{0,5} - 1] =$$
$$25,43 \text{ kN} * [(2 + (4 * 946 \text{ kN/mm}) / (11,56 \text{ N/mm}^2 * 80 \text{ mm} * 25^2 \text{ mm}))^{0,5} - 1] = \mathbf{48.913 \text{ N}}$$

$$R_d = 1,5 * (2 * M_{y,d} * F_{h1d} * d)^{0,5} = \mathbf{35.093 \text{ N}}$$

t_1 : ancho de las piezas de madera (mitad del ancho ya que va en el centro)

$M_{y,d}$: La capacidad de carga del acero = $M_y / 1,1 = ((0,8 * f_{uk} * d^3) / 6) / 1,1 =$
 $((0,8 * 500 \text{ N/mm}^2 * 253 \text{ mm}) / 6) / 1,1 = 946.969 \text{ N/mm}$

$$2R_d = R_d' * 2 = \mathbf{50.864 \text{ N} < F_{dp} = 46,41 \text{ kN}}$$



R_d' = Resistencia a cortadura más desfavorable

$$F_{dp} = \text{Módulo de la carga} = (F_q^2 + F_n^2)^{0,5} = (4,5^2 + 46,2^2)^{0,5} = \mathbf{46,41 \text{ kN}}$$

6.2.2.2 VALORACIÓN DE RESULTADOS

Se realizan las siguientes consideraciones tras analizar los resultados:

- La sección del pilar resulta más optimizada que en el caso anterior (un 46% menos de superficie de sección), ya que al no transmitirse momento al pilar este no resulta tan penalizado por el pandeo.

- La sección de la viga incrementa un 20% para poder absorber el momento central en el vano, suponiéndolo de 78 kNm²⁹.

- La carga de viento lateral produce un aumento del cortante en las barras verticales de 7 kN, se considera despreciable frente a los 49,8 kN de axial.

- Al no transmitirse los momentos el trabajo de los nudos se ve reducido al axial y cortante. Entre las diferentes combinaciones de hipótesis no se encuentran variaciones de los esfuerzos de las barras a considerar. Todas las hipótesis producen un esfuerzo vertical de entre 40 y 50 kN y otro horizontal que no supera los 7,2 kN.

- La unión se solventa con una barra de 25 mm. de diámetro. Esta sección de acero se ha tenido que reducir al considerarse en el predimensionado que se necesitaría una sección de barra superior.

²⁹ Siguiendo la ecuación del momento flector en estructuras biarticulas $M_{y,d} = (q l^2) / 8$ y tomando la carga vertical con una mayoración definida por el CTE SE-AE de 1,35 y 1,5 para cargas permanentes y variables respectivamente, resultando $Q_d = Q_p * 1,35 + Q_v * 1,5 = 5 * 1,35 + 2 * 1,5 = 9,75 \text{ kN}$.

6.2.3 PÓRTICO UNIÓN TIPO CORONA

En el sistema utilizado por Finnforest las características de los materiales son los siguientes:

Materia prima	Madera Microlaminada tipo Kerto Kerto S para viga (GL44h) ³⁰ Kerto Q para pilares (GL32h)
Adhesivo para madera laminada	Colas fenólicas (Fenol formaldehído, produce gases de fenol tóxicos)
Herrajes	Casa Strong-Tie con acero S235 o S275 Barras B-500S
Tratamiento	En función del riesgo (posibilidad autoclave)
Resistencia al fuego	M-3 sección de 18mm

Tabla 6.2.3 Características del pórtico rígido tipo corona

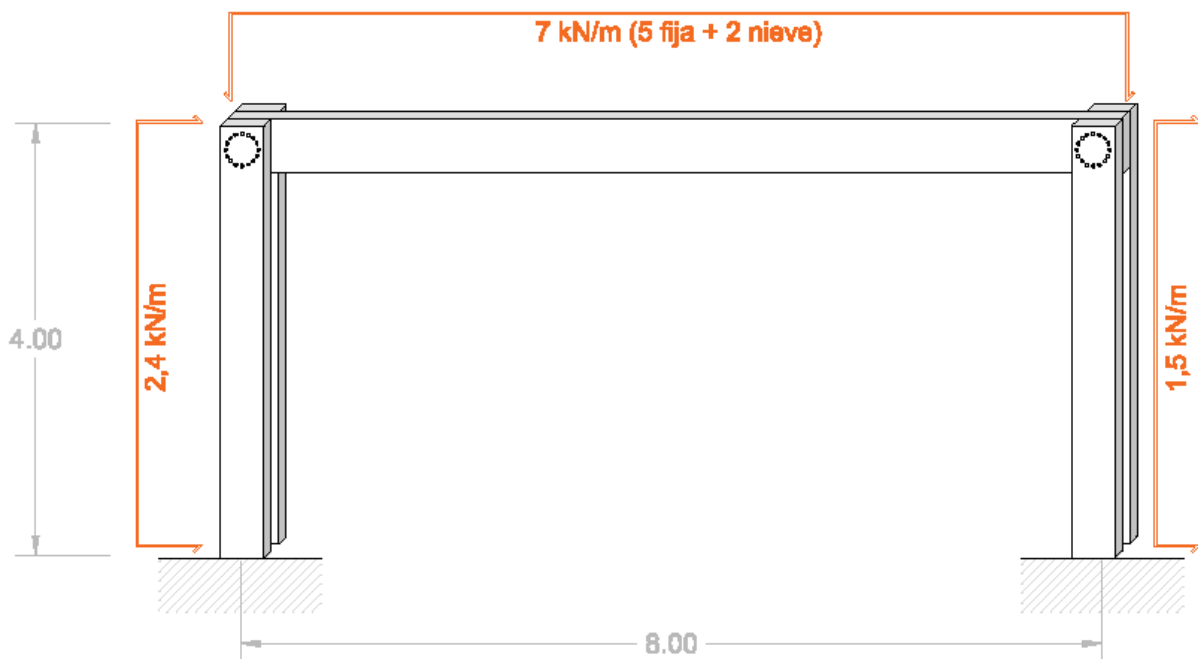


Figura 6.2.3: Esquema de pórtico con unión tipo corona.

Para realizar el cálculo se ha considerado las uniones según la tabla 6.3.1 y los de las barras en la tabla 6.3.2. A partir de los esfuerzos resultantes y según los datos de la madera se calculará y dimensionará una unión de tipo corona. Los resultados de cálculo se encuentran en el anexo 2.3.

Nudo	X (m)	Y (m)	Tipo
1	0,0	0,0	Rotula
2	0,0	4,0	Rígido
3	8,0	4,0	Rígido
4	8,0	0,0	Rotula

Tabla 6.2.3.1 Datos de uniones del pórtico rígido

³⁰ Al no existir en el mercado un perfil normalizado de madera laminada de GL44h, se ha calculado la jácena con el perfil Kerto Q.

Barra	Nudo 1	Nudo 2	Sección (mm)	Material	Longitud (m)
1	1	2	Doble Vertical 2x50x250-400	KERTO Q	4,00
2	2	3	100x400	KERTO Q	8,00
3	4	3	Doble Vertical 2x50x250-400	KERTO Q	4,00

Tabla 6.2.3.2 Datos de las barras del pórtico rígido

Los resultados obtenidos mediante el cálculo informático (Autdesk Robot) para el cálculo según el ELS y flecha 1/300 se encuentran en las tablas 6.3.3 y 6.3.4.

Flecha viga	-13,7mm
--------------------	---------

Tabla 6.2.3.3 Flecha de la viga según cálculo

Barra/Nudo	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
1/ 1	29,48	8,43	0
1/ 2	28,82	0	14,51
2/ 2	1,17	28,82	-27,75
2/ 3	0	-28,82	-38,42
3/ 3	28,82	1,17	16,69
3/ 4	29,48	7,17	0

Tabla 6.2.3.4 Esfuerzos en barras según cálculo³¹

6.2.3.1 Dimensionado de Nudo³²

Se dimensiona el nudo según los resultados expresados en el apartado anterior. Se dimensiona el nudo corona para el nudo que más desfavorable, el número 3 de la viga. Las características de la madera Kerto Q empleadas para el cálculo del nudo son:

$F_{vk} = 4,5 \text{ N/mm}^2$	Densidad = $\rho = 510 \text{ kg/m}^3$
-------------------------------	--

a) Cálculo de número de pernos:

El número de pernos se calcula según la separación mínima de entre piezas metálicas y de estas con el borde de la viga o pilar, 4 y 6 diámetros respectivamente. Se toma un perno de 8 mm.

- Radio de la corona de pernos:

$$R = 0,5 * h - 4 * d = 0,5 * 400\text{mm} - 4 * 8 \text{ mm} = 168\text{mm}$$

h= canto de la viga

d= diámetro del perno

- Cantidad de pernos:

$$n = (2 * \pi * R) / (6 * d) = (2 * \pi * 168\text{mm}) / (6 * 8) = 21,99 \approx \mathbf{22 \text{ pernos}} \text{ (debe ser par)}$$

³¹ Se muestran sólo las combinaciones de hipótesis más desfavorables para cada nudo.

³² Fuente: Anexo P del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

b) Cálculo de esfuerzos por perno:

- Esfuerzos por perno en la dirección tangencial inducidos por el momento flector (F_m):

$$F_m = M_d / (n * R) = 38.420 \text{ kN/mm} / (22 * 168 \text{ mm}) = 25.007 \text{ N} = \mathbf{10,39 \text{ kN}}$$

M_d : Momento flector en el nudo expresado en kN/mm.

- Esfuerzo cortante en dirección tangencial:

$$F_q = Q / n = 0 / 22 = \mathbf{0,0 \text{ kN}}$$

Q : Esfuerzo cortante en el nudo 3 expresado en kN.

- Esfuerzo axial en dirección normal:

$$F_n = N / n = 28,82 \text{ kN} / 22 = \mathbf{1,31 \text{ kN}}$$

N : Esfuerzo axial en el nudo 3 expresado en kN.

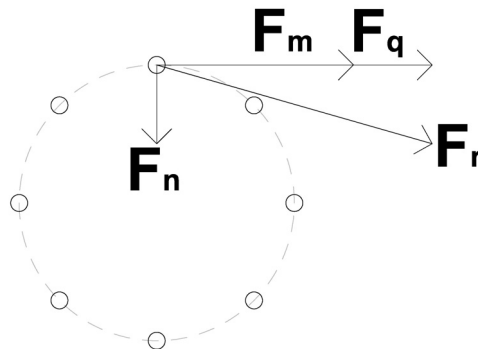


Figura 6.2.3.1: Esquema direccionalidad de los esfuerzos.

- Módulo del esfuerzo resultante (F_r)

Para calcular el esfuerzo resultante se calcula el módulo según el esquema de la figura 6.3.2.

$$F_r = ((F_m + F_q)^2 + F_n^2)^{1/2} = ((27,44 \text{ kN} + 0,0 \text{ kN})^2 + 2,88^2 \text{ kN}^2)^{1/2} = \mathbf{10,47 \text{ kN}}$$

Siendo la calidad del acero B-500S, su esfuerzo mecánico máximo será:

$$F_{\text{máx}} = F_{yk} * S / \gamma_s = (500 \text{ N/mm}^2 * 50,26 \text{ mm}^2) / 1,1 = \mathbf{22,84 \text{ kN} > 10,47 \text{ kN}}$$

$$S = \pi * r^2 = \pi * 4^2 = 50,26 \text{ mm}^2$$

F_{yk} = Resistencia característica N/mm²

S = sección de acero

r = radio del perno

γ_s = Coeficiente de Seguridad (1,1 según CTE-SE-A 6.2.3.3)

c) Capacidad de carga de la unión

- Resistencia al aplastamiento paralelo a la unión

$$F_{h0k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \bar{\rho} = 0,082 * (1 - 0,01 * 8\text{mm}) * 510 \text{ g/mm}^3 = \mathbf{38,47 \text{ N/mm}^2}$$

d = diámetro del perno (mm)

$\bar{\rho}$ = densidad de la madera

- Teniendo en cuenta la duración de la carga:

$$F_{h0d} = (0,9/1,3) * 38,47 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{26,63 \text{ N/mm}^2}$$

- Angula de incidencia de la carga sobre la jácena:

$$\alpha_1 = \arctg (F_m + F_q) / F_n = \arctg (10,39 \text{ kN} + 0,0 \text{ kN}) / 1,31 \text{ kN} = \mathbf{82,86^\circ}$$

$$\text{Sobre el Pilar } \alpha_2 = 90 - \alpha_1 = \mathbf{7,14^\circ}$$

- Resistencia de la madera al aplastamiento sobre jácena y pilar (1 y 2):

$$(1) F_{h1d} = F_{h0d} / (K_{90} * \sin^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_1) = 26,63 \text{ N/mm}^2 / (1,47 * 0,984 + 0,015) = \mathbf{18,22 \text{ N/mm}^2}$$

$$(2) F_{h2d} = F_{h0d} / (K_{90} * \sin^2 \alpha_2 + \cos^2 \alpha_2) = 26,63 \text{ N/mm}^2 / (1,47 * 0,015 + 0,984) = \mathbf{26,47 \text{ N/mm}^2}$$

K_{90} = Factor que depende de la familia de la madera, al ser abeto (conífera):

$$K_{90} = 1,35 + 0,015 * d = 1,35 + 0,015 * 8 \text{ mm} = \mathbf{1,47}$$

d = diámetro del perno

- Resistencia específica al aplastamiento:

$$\beta = F_{h2d} / F_{h1d} = 26,47 \text{ N/mm}^2 / 18,22 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{1,452}$$

- Capacidad de carga a doble cortadura madera/madera y momento plástico perno:

$$R_{d1} = 0,5 * F_{h1d} * t_1 * d * \beta = 0,5 * 18,2 * 100\text{mm} * 8\text{mm} * 1,567 = \mathbf{10.590 \text{ N}}$$

$$R_{d2} = F_{h1d} * t_2 * d = 18,22 * 50 \text{ mm} * 8\text{mm} = \mathbf{7.290,17 \text{ N}}$$

t_1 y t_2 : ancho de las piezas de madera (pilar y jácena)

- Resistencia por plano de cortadura

$$R_{d3} = 1,1 * ((F_{h1d} * t_1 * d) / (2 + \beta)) * [((2 * \beta * (1 + \beta) + (4 * \beta * (2 + \beta) * My_d) / (F_{h1d} * t_1^2 * d))^{0,5} - \beta)] = \mathbf{6.018 \text{ N}}$$

$$R_{d4} = 1,1 * (2 * \beta / (1 + \beta))^{0,5} * (2 * My_d * F_{h1d} * d)^{0,5} = \mathbf{7.290,18 \text{ N}}$$

$$My_d = My_k / 1,1 = ((0,8 * f_{uk} * d^3) / 6) / 1,1 = ((0,8 * 500 \text{ N/mm}^2 * 8^3 \text{ mm}) / 6) / 1,1 = \mathbf{31,03 \text{ kN/mm}}$$

$$2R_d = R_d' * 2 = 6.018\text{N} * 2 = 12.036\text{ N} > F_{dp} = 10.470\text{ N}$$



R_d' = Resistencia a cortadura más desfavorable

d) Resistencia a cortante

$$F_{qd} = Q_m - Q_{dp}/2 = M / (\pi * r) - Q_{dp}/2 = 72,80\text{ kN}$$

$$\tau = (3 * F_{qd}) / (2 * b * h) = 3 * 72.800\text{ N} / (2 * 100 * 400) = 2,73\text{ N/mm}^2$$

$$F_{vd} = (0,9/1,3) * F_{vk} = 3,11\text{N/mm}^2 > 2,73\text{ N/mm}^2$$



Q_m = Cortante producido por el momento de diseño.

Q_{dp} = cortante de diseño.

F_{vk} = Resistencia cortante de la madera. (4,5 N/mm²)

6.2.3.2 VALORACIÓN DE RESULTADOS

Se toman en consideración tras analizar los resultados las siguientes valoraciones:

- El resultado de los esfuerzos muestra los resultados de las cargas permanentes (caso 1), variables (caso 2) y de viento (caso 3), combinadas según el estado límite último y de servicio del CTE. En este caso el cálculo muestra que el momento flector debido viento en los nudos 57% inferior al producido por los esfuerzos verticales.
- En los resultados se aprecia la influencia del viento, se muestra mediante un incremento de del 70% a cortante y un 43% a flector. Este resultado contrasta con obtenido en el apartado 6.2.1 donde el viento condiciona la estructura, debido a que los resultados del viento eran más contundentes. Del mismo modo, la afectación del viento a las estructuras rígidas es una cuestión a tener en consideración.
- La flecha en el tramo central de la viga es de 13,7 mm. Esto se debe al ajuste que se ha tenido de realizar para poder incorporar la corona de pernos. El radio de la corona viene definido por una separación de cuatro diámetros con los bordes de la madera. Con el primer dimensionado de la corona no se pudo colocar debido al tamaño del radio y por lo tanto al número de piezas dispuestas a su alrededor. Para ello se tuvo que aumentar la sección 4 centímetros para poder incorporar los pernos y cumplieran a cortante.
- El número de pernos tan elevado se debe a que el tamaño de la corona es muy reducido. El momento en el nudo es muy elevado para resistir con una corona de 168mm de radio. El esfuerzo que produce el momento en cada perno depende del radio y del número de pernos, teniendo un radio fijo se recurre a la incorporación del máximo número de piezas posibles, resultando ser 22 pernos de 8 mm.
- La comprobación que más limita al nudo es la comprobación a doble cortante. Es en este paso es donde siempre han fallado las comprobaciones. La calidad de la madera, su densidad y resistencia en el sentido transversal a la fibra son los factores determinantes. Por ellos la madera bilaminada de alta densidad es una condición indispensable para la viabilidad del sistema.

6.2.4 PÓRTICO DOBLE PILAR ARTICULADO

Las características de los materiales del sistema articulado mediante el sistema de doble pilar son los siguientes:

Materia prima	Abeto GL32h
Adhesivo para madera laminada	Melamínicas (MUF)
Herrajes	Casa Strong-Tie acero S235 y S275 Barras B-500S

Tabla 6.2.4 Características del pórtico articulado

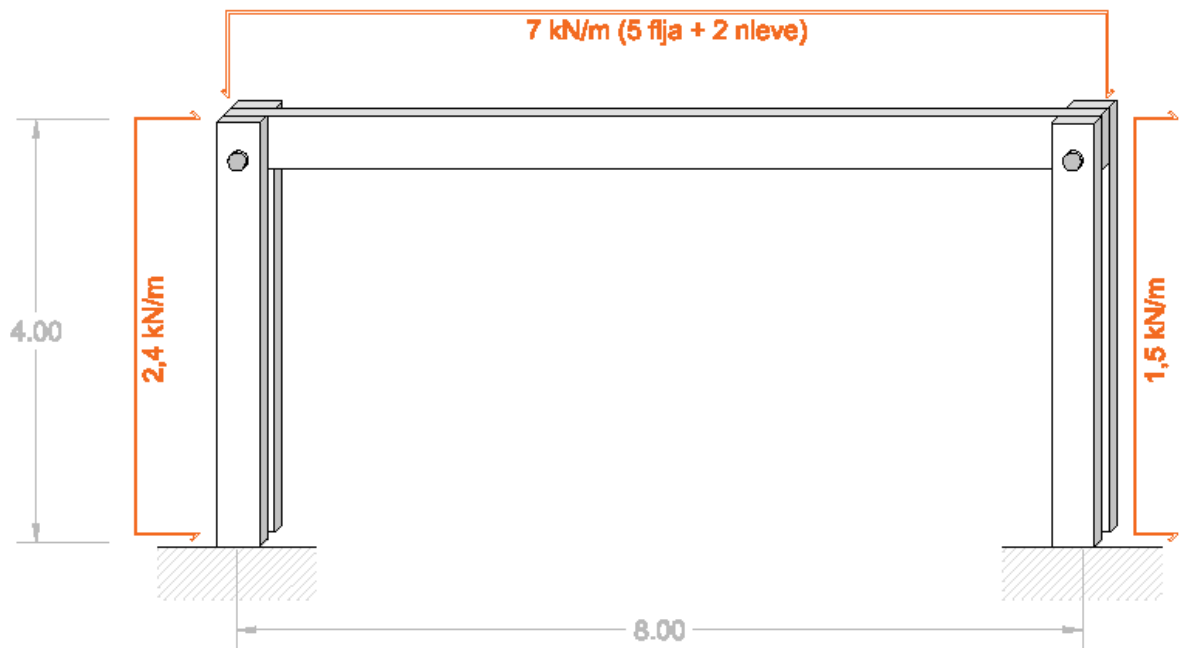


Figura 6.2.4: Esquema de pórtico con unión articulada.

Para realizar el cálculo se ha considerado las uniones según la tabla 6.3.1 y los de las barras en la tabla 6.3.2. A partir de los esfuerzos resultantes y según los datos de la madera se calculará y dimensionará una unión de tipo corona. Los resultados de cálculo se encuentran en el anexo 2.4.

Nudo	X (m)	Y (m)	Tipo
1	0,0	0,0	Empotrado
2	0,0	4,0	Libre(articulado)
3	8,0	4,0	Libre(articulado)
4	8,0	0,0	Empotrado

Tabla 6.2.4.1 Datos de uniones del pórtico rígido

Barra	Nudo 1	Nudo 2	Sección (mm)	Material	Longitud (m)
1	1	2	Doble Vertical 50x320	KERTO Q	4,00
2	2	3	100x600	KERTO Q	8,00
3	4	3	Doble Vertical 50x320	KERTO Q	4,00

Tabla 6.2.4.2 Datos de las barras del pórtico rígido

Los resultados obtenidos mediante el cálculo informático (Autdesk Robot) para el cálculo según el ELS y flecha 1/300 se encuentran en las tablas 6.3.3 y 6.3.4.

Flecha viga	-20,6 mm
--------------------	-----------------

Tabla 6.2.4.3 Flecha de la viga según cálculo

Barra/Nudo	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
1/ 1	29,88	6,8	0
1/ 2	29,22	0	0
2/ 2	29,22	6,8	0
2/ 3	-29,22	0	0
3/ 3	29,88	3	0
3/ 4	29,88	6,8	0

Tabla 6.2.4.4 Esfuerzos en barras según cálculo³³

6.2.4.1 Dimensionado de Nudo³⁴

Se dimensiona el nudo según los resultados expresados en el apartado anterior. Se dimensiona el nudo articulado para el nudo que más desfavorable, el número 3 de la viga. Se propone una barra de acero B500s de 24mm³⁵. Las características de la madera Kerto Q empleadas para el cálculo del nudo son:

$F_{vk} = 4,5 \text{ N/mm}^2$	Densidad = $\rho = 510 \text{ kg/m}^3$
-------------------------------	--

b) Cálculo de esfuerzos por perno:

Md : Momento flector en el nudo expresado en kN/mm.

- Esfuerzo cortante en dirección tangencial:

$$F_q = 3 \text{ kN}$$

Q : Esfuerzo cortante en el nudo 3 expresado en kN.

- Esfuerzo axial en dirección normal:

$$F_n = 28,82 \text{ kN}$$

- Modulo del esfuerzo resultante (Fr)

Para calcular el esfuerzo resultante se calcula el módulo según el esquema de la figura 6.3.2.

³³ Se muestran sólo las combinaciones de hipótesis más desfavorables para cada nudo.

³⁴ Fuente: Anexo P del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

³⁵ Se realiza la comprobación con barras de 24mm teórica, al no existir este diámetro comercial se emplearías una de 25mm.

$$F_r = (F_q)^2 + (F_n)^2)^{1/2} = (3 \text{ kN})^2 + (28,82 \text{ kN})^2)^{1/2} = \mathbf{28,97 \text{ kN}}$$

Siendo la calidad del acero B-500S, su esfuerzo mecánico máximo será:

$$F_{\text{máx}} = F_y k \cdot S / \gamma_s = (500 \text{ N/mm}^2 \cdot 452,38 \text{ mm}^2) / 1,1 = \mathbf{205,63 \text{ kN} > 28,97 \text{ kN}}$$

$$S = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 12^2 = 452,38 \text{ mm}^2$$



$F_y k$ = Resistencia característica N/mm²

S = sección de acero

r = radio del perno

γ_s = Coeficiente de Seguridad (1,1 según CTE-SE-A 6.2.3.3)

c) Capacidad de carga de la unión

- Resistencia al aplastamiento paralelo a la unión

$$F_{h0k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \bar{\sigma} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 24 \text{ mm}) \cdot 510 \text{ g/mm}^3 = \mathbf{31,78 \text{ N/mm}^2}$$

d = diámetro del perno (mm)

$\bar{\sigma}$ = densidad de la madera

- Teniendo en cuenta la duración de la carga:

$$F_{h0d} = (0,9/1,3) \cdot 38,47 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{22,00 \text{ N/mm}^2}$$

- Angula de incidencia de la carga sobre la jácena:

$$\alpha_1 = \arctg (F_m + F_q) / F_n = \arctg (28,82 \text{ kN}) / 3,0 \text{ kN} = \mathbf{84,05^\circ}$$

Sobre el Pilar $\alpha_2 = 90 - \alpha_1 = 5,95^\circ$

- Resistencia de la madera al aplastamiento sobre jácena y pilar (1 y 2):

$$(1) F_{h1d} = F_{h0d} / (K_{90} \cdot \sin^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_1) = 22,00 \text{ N/mm}^2 / (1,71 \cdot 0,989 + 0,0107) = \mathbf{12,92 \text{ N/mm}^2}$$

$$(2) F_{h2d} = F_{h0d} / (K_{90} \cdot \sin^2 \alpha_2 + \cos^2 \alpha_2) = 22,00 \text{ N/mm}^2 / (1,71 \cdot 0,0107 + 0,989) = \mathbf{21,84 \text{ N/mm}^2}$$

K_{90} = Factor que depende de la familia de la madera, al ser abeto (conífera):

$$K_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 24 \text{ mm} = \mathbf{1,71}$$

d = diámetro del perno

- Resistencia específica al aplastamiento:

$$\beta = F_{h2d} / = 25,83 \text{ N/mm}^2 / 16,48 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{1,68}$$

- Capacidad de carga a doble cortadura madera/madera y momento plástico perno:

$$R_{d1} = 0,5 \cdot F_{h1d} \cdot t_1 \cdot d \cdot \beta = 0,5 \cdot 12,92 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 24 \text{ mm} \cdot 1,567 = \mathbf{26.312 \text{ N}}$$

$$R_{d2} = F_{h1d} \cdot t_2 \cdot d = 12,91 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 24 \text{ mm} = \mathbf{15.514 \text{ N}}$$

t_1 y t_2 : ancho de las piezas de madera (pilar y jácena)

- Resistencia por plano de cortadura

$$Rd_3 = 1,1 * ((F_{h1d} * t_1 * d) / (2 + \beta)) * [((2 * \beta * (1 + \beta) + (4 * \beta * (2 + \beta) * My_d) / (F_{h1d} * t_1^2 * d))^{0,5} - \beta] = 21.166 \text{ N}$$

$$Rd_4 = 1,1 * (2 * \beta / (1 + \beta))^{0,5} * (2 * My_d * F_{h1d} * d)^{0,5} = 15.514 \text{ N}$$

$$My_d = My_k / 1,1 = ((0,8 * f_{uk} * d^3) / 6) / 1,1 = ((0,8 * 500 \text{ N/mm}^2 * 24^3 \text{ mm}) / 6) / 1,1 = 837 \text{ kN/mm}$$

$$2Rd = Rd' * 2 = 15.514 \text{ N} * 2 = 31.029 \text{ N} > F_{dp} = 28,97 \text{ kN}$$



Rd' = Resistencia a cortadura más desfavorable

d) Resistencia a cortante

$$F_{qd} = Q_{dp} / 2 = 3,0 \text{ kN}$$

$$\tau = (3 * F_{qd}) / (2 * b * h) = 3 * 3.000 \text{ N} / (2 * 100 * 400) = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vd} = (0,9 / 1,3) * F_{vk} = 3,11 \text{ N/mm}^2 > 0,11 \text{ N/mm}^2$$



Q_m = Cortante producido por el momento de diseño.

Q_{dp} = cortante de diseño.

F_{vk} = Resistencia cortante de la madera. (4,5 N/mm²)

6.2.2.2 VALORACIÓN DE RESULTADOS

Se realizan las siguientes consideraciones analizando los resultados:

- La sección del pilar que resulta se reduce en un 20% comparado con el caso anterior ya que al no transmitirse momento al pilar este no resulta penalizado por el pandeo.
- La sección de la viga incrementa un 30% para poder absorber el momento central en el vano, suponiéndolo de 78 kNm³⁶.
- La carga de viento lateral produce un aumento del cortante en las barras verticales de 8,43kN frente a los 26,48 kN de axial, siendo un 31,8% del axial.
- Al no transmitirse los momentos el trabajo de los nudos se ve reducido al axial y cortante. Entre las diferentes combinaciones de hipótesis no se encuentran variaciones de los esfuerzos de las barras a considerar. Todas las hipótesis producen un esfuerzo vertical de entre 40 y 50 kN y otro horizontal que no supera los 7,2kN.

³⁶ Siguiendo la ecuación del momento flector en estructuras biarticulas $M_{yd} = (q l^2) / 8$ y tomando la carga vertical con una mayoración definida por el CTE SE-AE de 1,35 y 1,5 para cargas permanentes y variables respectivamente, resultando $Q_d = Q_p * 1,35 + Q_v * 1,5 = 5 * 1,35 + 2 * 1,5 = 9,75 \text{ kN}$.

6.3 RESULTADOS

Resultado del pórtico armado con el sistema Tecnofusta y Finnforest y sus equivalentes articulados (Tablas 6.3.1 – 6.3.2).

Tablas 6.3.1 y 6.3.2 de resultados de los pórticos armado y articulado

Barra	Pórticos Armado (6.2.1)	Pórtico articulado (6.2.2)	Pórticos Nudo Corona (6.2.3)	Pórtico articulado (6.2.4)
Pilares	200x240	160x160	Doble Vertical 2x50x250-400	Doble Vertical 50x320
Jácena	200x440	160x520	100x400	100x600
Volumen de madera usada	1,045 m³	0,843 m ³	0,554 m³	0,697 m ³
Armado / eje	4 Ø 12 (4,52mm²)	1 Ø 25 (4,91mm ²)	22 Ø 8 (11,66 cm²)	1 Ø 25 (4,91 cm ²)
Flecha viga	-22,7mm	-23,3mm	-13,7mm	-20,6mm

Esfuerzos máximos ³⁷	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
Pórticos Armado (6.2.1)	52,05	-6,617	-44,469
Pórtico Articulado (6.2.2)	46,2	-7,2	0
Pórticos Corona (6.2.3)	-41,21	0	-54,94
Pórtico Articulado (6.2.4)	42,72	4,29	0

Es importante recordar que los cálculos se han realizado con dos programas informáticos diferentes, Estrumad 2009 y Autodesk Robot 2010, teniendo el primero de ellos la mayoración de cargas definida en el CTE incorporada en el resultado final, el segundo muestra las tensiones de cálculo resultantes y se les aplica después el coeficiente para obtener el esfuerzo de diseño. Tras analizar los cálculos de los pórticos armado y articulado se extraen las siguientes conclusiones:

- Ahorro de madera. Según los cálculos la incorporación de un armado supone una reducción del 18% del canto debido a la reducción de sección, pero un incremento del 23% del volumen total de madera. Esto se debe a que el pilar también debe soportar el momento y tiene mayor sección que el articulado. Las cargas axiales y de cortante son muy similares. Por lo que el grosor continuo del material viene determinado por el momento a soportar en la unión y el pandeo, lo que hace que ese desperdicio de material no compense el ahorro en sección de la viga. La forma óptima sería trapezoidal con un mayor ancho en la cabeza del pilar. En el pórtico articulado es importante remarcar que se debe arriostrar con alguna estructura auxiliar que debe soportar 7,8 kN.

- Ahorro de acero. Con sólo 4 barras del 12 se solucionan un nudo armado, para el articulado se requiere el eje de 25 cm de diámetro, una pletina de 1 cm y 6 tirafondos de 12 mm para fijar la pletina al pilar. Por lo que sin tener en cuenta el arriostramiento del pórtico articulado se puede afirmar que el consumo de acero del pórtico armado es mucho menor que el articulado.

- Facilidad de montaje. La ejecución del nudo rígido es muy sencilla, se realiza haciendo simplemente 4 perforaciones y rellenándolo con armadura y epoxi. En el caso de la articulada se trata de un proceso más industrial y sólo hay que colocar la barra de 25mm. Los dos procesos son muy sencillos. El hecho de tener que arriostrar el conjunto articulado

³⁷ Los esfuerzos de la primera pareja de pórticos contiene un coeficiente de mayoración en la carga, mientras que el sistema corona y su pórtico emparejado tienen un mayoración en el resultado tensional de 1,43, equivalente a la mayoración en carga resultante.

complica la operación frente al rígido ya que la solución armada consigue estabilizar el sistema.

- Resistencia al fuego y durabilidad. Esta es la gran ventaja del sistema armado, donde desbanca totalmente al articulado y tipo corona. La virtud del nudo rígido radica en que las piezas más sensibles al fuego y a los agentes externos permanecen protegidos por la madera. En el sistema articulado encontramos las uniones vistas por lo que su capacidad resistente al fuego es muy inferior.

- Limpieza de la unión. El resultado final es más limpio en el caso del nudo rígido al no tener ningún herraje visto, la percepción final la de un apoyo de la viga sobre el pilar.

De los resultados del pórtico armado con el sistema nudo corona (Finnforest) y su semejante articulado de doble pilar se concluye:

- Ahorro de madera. Con el sistema corona se consigue un ahorro directo de madera de un 20% frente al mismo sistema articulado, llegando a ser del 50% en la sección de la jácena. No hemos apreciado este aumento en la comparativa por no optimizarse tanto el pilar. Al sistema articulado se le debe sumar el arriostramiento que conllevaría un aumento de material. El sistema rígido se ha tenido que sobredimensionar para poder incorporar el tamaño de corona adecuado, por esa razón la flecha se reduce hasta 13,7mm.

- Ahorro de acero. El consumo de acero es más elevado en la unión corona, ya que en la articulación con un perno de 25 mm se soluciona la unión.

- Facilidad de montaje. En cuando a realización es mucho más sencilla la unión articulada. Ambas son muy similares, se realizan en taller y solo hay que colocar los pasadores en obra. En el caso de la unión rígida al ser 22 pernos se encuentra en clara desventaja.

- Resistencia al fuego y durabilidad. En este caso los dos responden de la misma manera al tener las clavijas vistas. Aunque en el articulado soportaría mejor una falla del acero, ya que este tiene una función pasiva y en la corona soporta momento.

- Limpieza de la unión. Ambas uniones resultan con un acabado similar, la articulada con un solo elemento de 25 mm y la corona con 22 de 8 mm.

- El nudo rígido armado no requiere un arriostramiento, el semejante con sistema articulado sí.

La elección de un sistema de nudo rígido tipo corona pasa por el ahorro de madera, ya que el acero de esta unión resulta ser más del doble que en la unión articulada. Al necesitar en este caso una madera bilaminada para soportar las deformaciones debidas a la humedad el coste del material es más elevado.

La valoración que se considera comparando los dos sistemas rígidos es de que en la solución de corona consigue un aprovechamiento del material armada se encuentra en un estado no optimizado en cuanto al uso de la madera. El sistema de corona consume un 46% menos madera que el mismo pórtico armado.

Las estructuras rígidas están penaliza los sistemas ortogonales al estar limitada su resistencia transversal. Esta se encuentra en función del coseno al cuadrado del ángulo de incidencia de la viga con el pilar. En vigas a 30 grados se llega a incrementar la resistencia en 20%.

7 APLICACIÓN DE PÓRTICO RÍGIDO EN PROYECTO DE MERCADO

En el proyecto final de carrera para arquitectura en la ETSAB realizado por el autor, se hizo una propuesta de mercado. Este mercado estaba emplazado en Calafell (Tarragona) y sólo se desarrolló de manera volumétrica. Para la aplicación en un proyecto concreto se realiza el detalle del pórtico tipo rígido tipo corona estudiada en el apartado 6 aplicándose a la propuesta de mercado del proyecto de arquitectura superior.

Las medidas del pórtico son de 4 metros de altura y 8 metros luz. Esta medida se considera adecuada para el uso de mercado al poder incorporar puestos de venta en la zona central y recorrido a su alrededor. La proporción de luz/altura resulta ser la más eficaz para los nudos tipos corona según AITIM³⁸. La separación entre vanos se mantiene a 5 metros, esta separación viene determinada por la separación existente entre los puesto de mercado.

En este apartado se pretende detallar gráficamente el pórtico. Y se justificará la elección de todos los elementos que componen el pórtico. El nivel de detalle de los encuentros se hará a escala 1/5.

Este punto del estudio se realiza para poder finalizar el proceso de definición del pórtico. Este apartado es una continuación del proceso de definición de un pórtico, dicho proceso tiene su inicio en el apartado 6.2. Se procede por tanto a analizar los encuentros y los materiales escogidos.

7.1 ELECCIÓN DE LA MADERA

La elección de la madera viene determinada por las tensiones que se producen en los nudos tipo corona. Se requiere de una madera de alta densidad, alta capacidad y también de resistencia en la dirección transversal a la fibra. Por ello la primera consideración es la de escoger una madera de tipo bilaminada. Esta variación del laminado coloca las piezas encoladas tanto en el sentido longitudinal de la barra como en el transversal. Consiguiendo un mejor comportamiento frente a los esfuerzos transversales, siendo en definitiva más isotrópico.

Se busca una madera con la mayor densidad posible ya que el esfuerzo a cortante de la madera está determinado por su resistencia transversal (como se acaba de explicar) y de la densidad de las piezas de madera sometidas al doble cortante que sufren las uniones de tipo corona.

Se decide tomar la madera microbilamina de la empresa Finnforest. El modelo escogido para los pilares es el tipo Kerto Q. La decisión se basa en las buenas características del producto frente a la madera laminada convencional de resistencia a flexión similar, la GL32h. La madera escogida resiste un 10% más a cortante que la GL32h. El aumento de la densidad sube de 430 Kg/m³ a los 510 Kg/m³, lo que supone un incremento del 18,6%.

En la vigas sin embargo lo que se busca es la máxima resistencia a flexión por lo que el modelo Kerto S será es escogido para la jácena. Esta barra puede resistir momentos flectores de has 44 N/mm². No se realiza comparativa al ser la madera laminada normalizada de mayor calidad de una capacidad resistente de 36 N/mm². Su resistencia a tracción es la misma que el modelo Kerto Q, lo que certifica su validez para este tipo de uniones.

³⁸ Se establece la eficacia del sistema en la tabla P.6 del anexo P del libro 'Estructuras de madera. Diseño y cálculo' AITIM . 2.000

7.2 JUSTIFICACIÓN DE UNIONES

En el encuentro articulado con el terreno se busca una unión articulada que sea capaz de resistir los esfuerzos derivados del cálculo en dichas uniones. Esos esfuerzos de diseño (ya mayorados) en los nudos en contacto con el terreno son los siguientes:

Barra/Nudo	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
1/ 1	42,15	12,05	0
3/ 4	42,15	10,25	0

Tabla 7.2.1. Esfuerzos en los nudos según cálculo³⁹

El tipo de encuentro que se busca en un encuentro que arquitectónicamente ligue con el concepto del nudo corona, en la que sólo se aprecia el final de la barra y su rosca. Por ello se considera acertada la elección de una unión en la que sólo se muestren los pernos y quede oculta la pletina.

Se encuentra en el catálogo de Simpson Strong-Tie una solución que se adecua a las necesidades expresadas. El modelo escogido es el modelo PPS de pies de pilar con alma interior y pletina. Dentro de este se elige el que soporte las cargas de diseño. El modelo resultante es el detallado en la tabla 7.2.2. Esta unión resiste un 20% más que la sollicitación en el caso más desfavorable a axial y un 90% más que el cortante de diseño exigido.

Modelo	Perforaciones en mm		Valores característicos Fk,mod (en kN)			
	en alma	sobre la pletina	Axial	Cortante	Tracción hacia arriba	Tracción hacia arriba más cortante
PPSDT230	1Ø17 y 2Ø13	4 Ø14	50.90	23.00	15.20	9.00

Tabla 7.2.2. Diámetro de pernos y resistencias del encuentro.⁴⁰

El encuentro PPS se fija al suelo con 4 pernos de 14 mm de diámetros sobre la losa de hormigón. No procede dimensionar esta cimentación al tratarse de una losa de hormigón maciza que sirve a su vez de forjado para el aparcamiento que se encuentra en la planta inferior. Este aparcamiento, el cual no se detalla en este estudio, tiene una estructura adaptada al uso de mercado y sus alineaciones de pilares coinciden.

En cuanto a la unión tipo corona se justifica su elección al considerarse como el más adecuado al proyecto por los siguientes motivos:

- Al no tener una excesiva altura (4 metros) y la luz de 8 metros hace que el ahorro de material sea valorable. Siendo esta relación la óptima.
- Es el sistema con un canto más pequeño, sólo 400mm para una luz de 8 metros.
- Al no estar en zona de riesgo de incendio requiere de un sistema protegido frente a incendio.
- El sistema es reciclable y reutilizable sin problemas.
- Sistema industrializado y de montaje sencillo.

³⁹ Se muestran sólo las combinaciones de hipótesis más desfavorables para cada nudo, tensiones mayoradas con un coeficiente de mayoración de carga ponderado de 1,43.

⁴⁰ Fuente: Simpson Strong-Tie, <http://www.simpson.fr/contenu/familias,18?famille=82>

7.3 DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

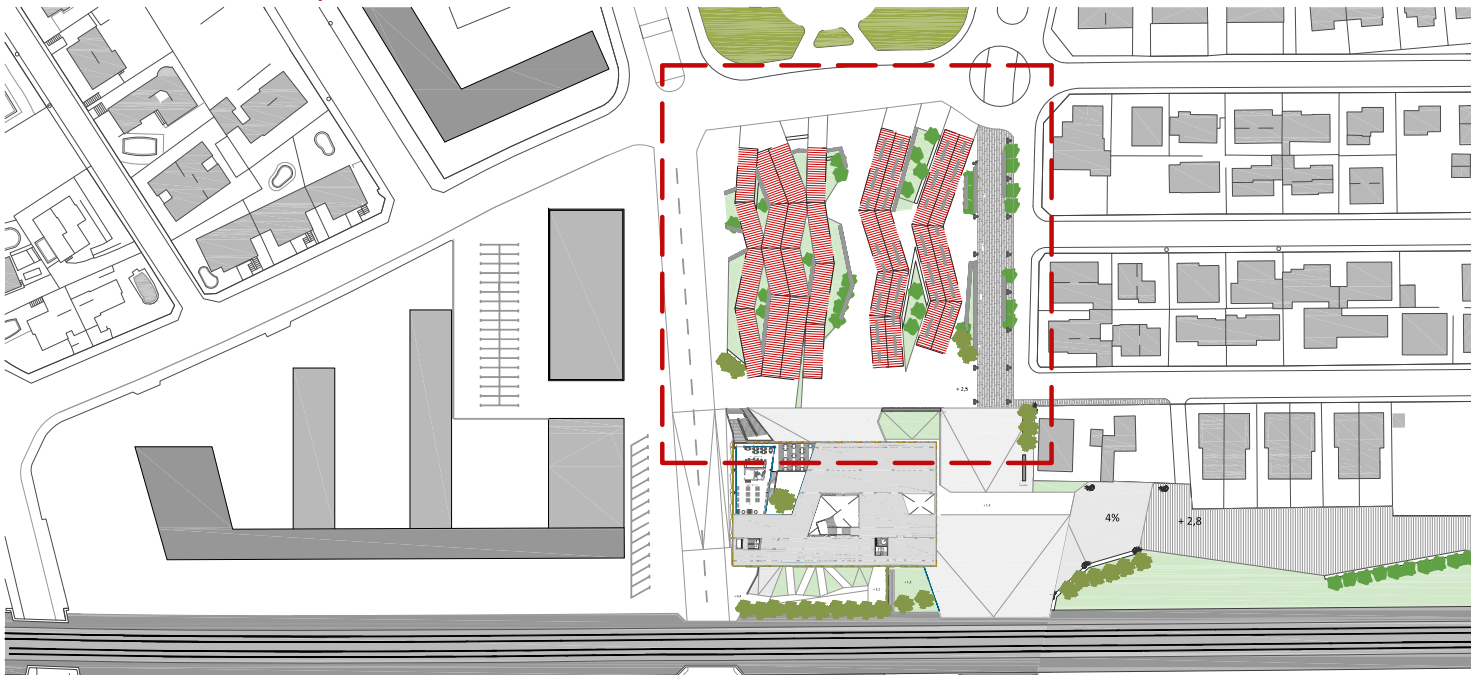
Para poder visualizar correctamente esta adaptación al proyecto se considera necesaria la aportación de una documentación gráfica que resuma el pórtico resultante. La hipótesis de cálculo del apartado 6.2 se ha realizado para este proyecto de mercado municipal de Calafell, por lo que no se realizará ningún recálculo en las láminas gráficas. Los planos adjuntados serán los siguientes:

- Una lámina general de la planta del mercado (escala 1/500) indicando la localización del pórtico detallado. Se incluye un esquema del pórtico en alzado a 1/100. En esta se podrá apreciar el tamaño del proyecto y su situación con el entorno. No se razonará la solución arquitectónica empleado al no considerarse precedente.
- El segundo plano estará compuesto por las plantas y alzados del pórtico. Se tomarán las medidas del pórtico resultante del cálculo. Se detallarán sus uniones a escala 1/5 y el pórtico general a 1/50. El pórtico reposa sobre el forjado de losa maciza del aparcamiento de la planta inferior.
- Lámina de despiece del pórtico mediante esquemas axonométricos explicativos de las piezas que componen el sistema de su ensamble. En este documento se muestra la tercera dimensión del pórtico, explicando donde se colocan las piezas ocultas. Esta lámina permite tener una percepción espacial del funcionamiento del nudo.

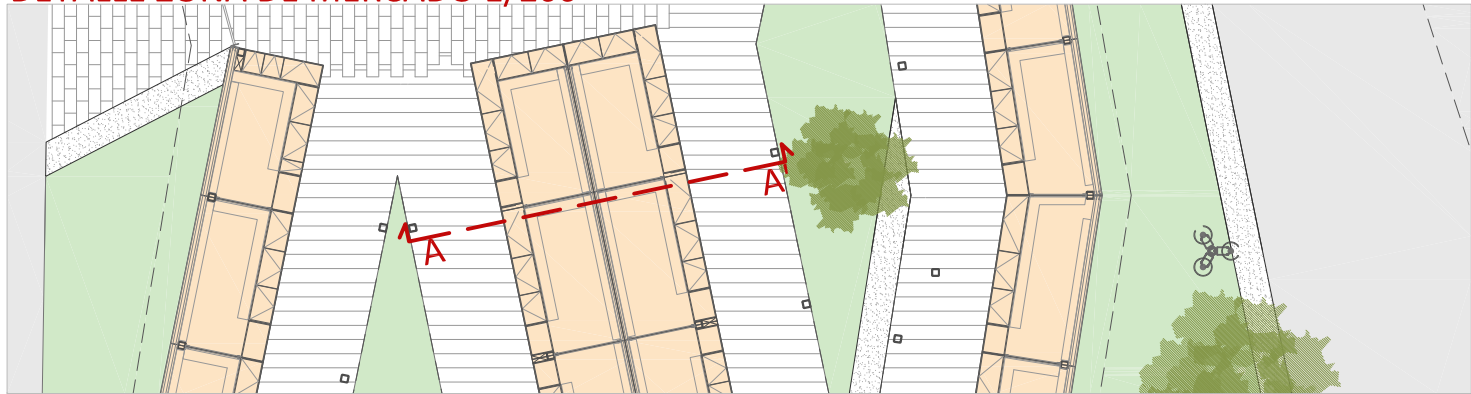
MERCADO COMPLETO 1/500



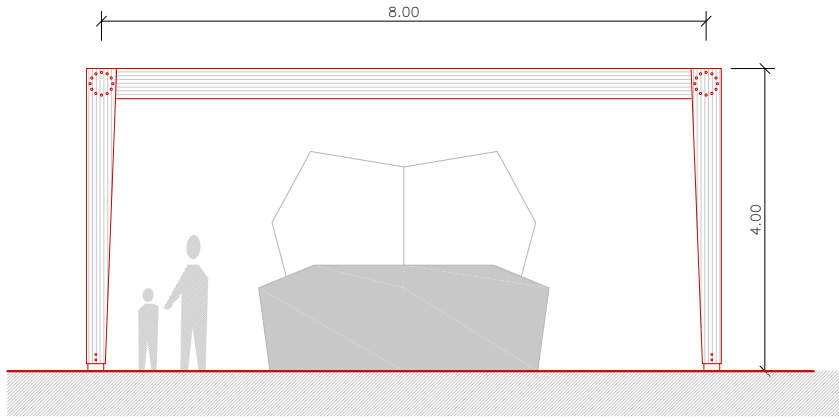
EMPLAZAMIENTO 1/2.000



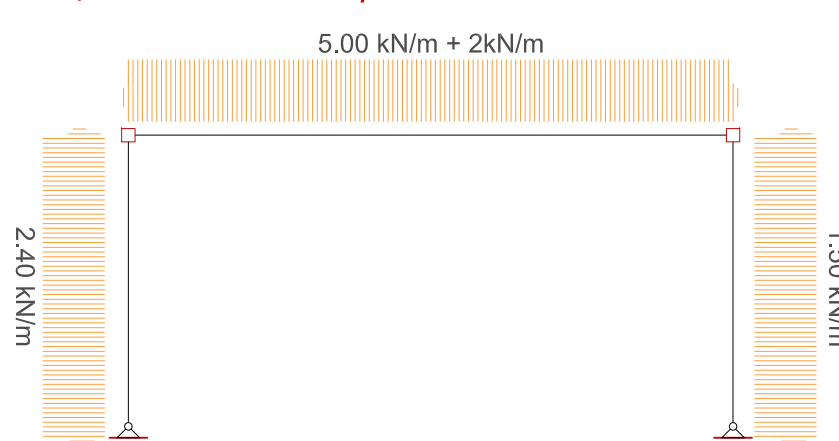
DETALLE ZONA DE MERCADO 1/200



DETALLE SECCIÓN A-A' 1/100



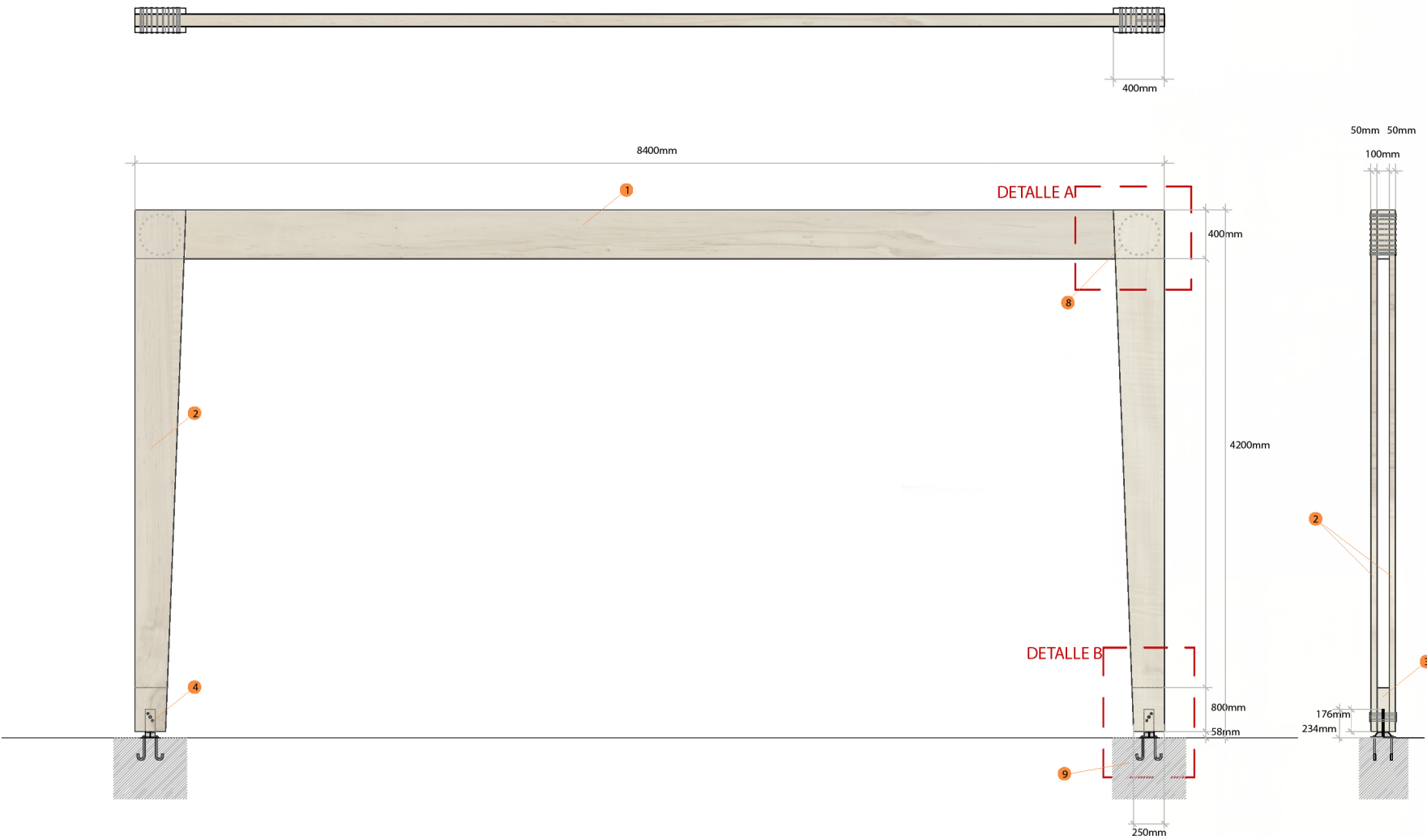
ESQUEMA PÓRTICO 1/100



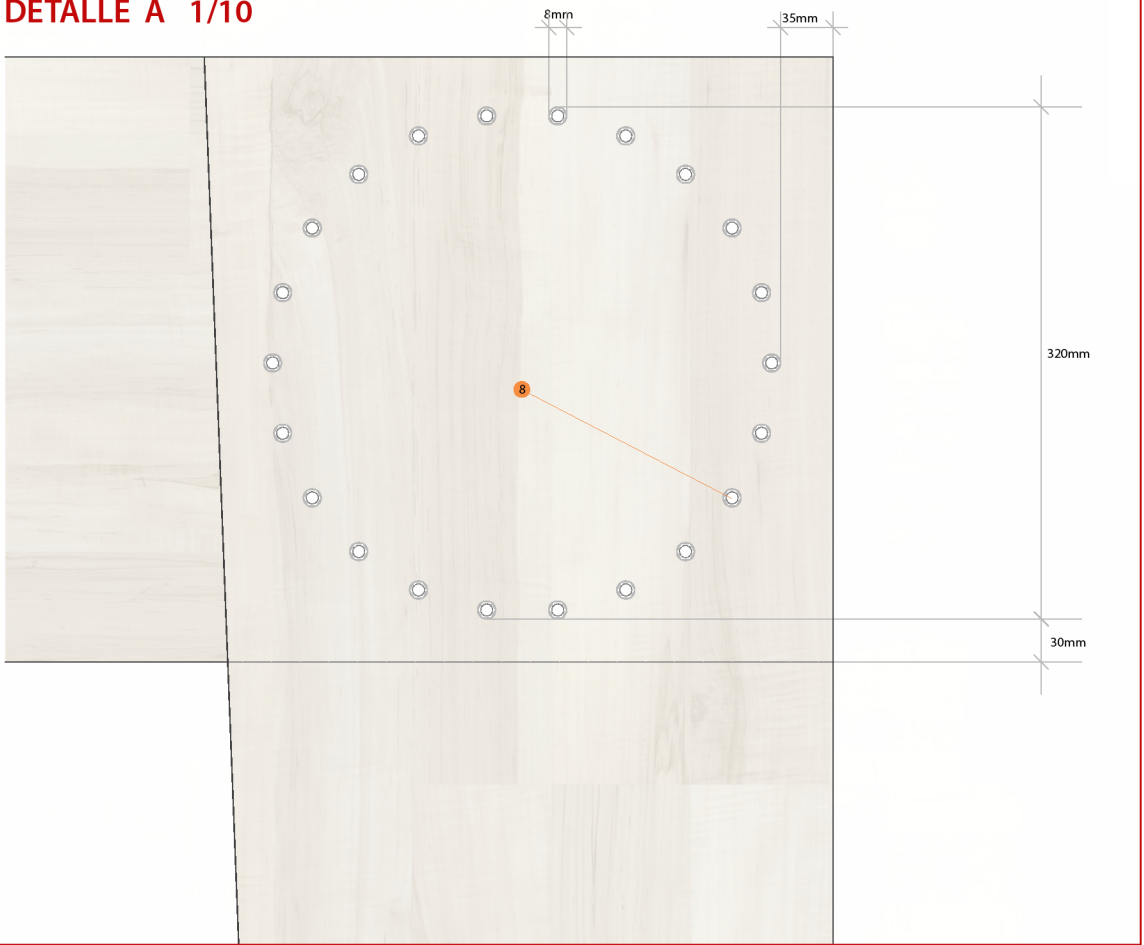
DATOS CONSTRUCTIVOS	
USO	MERCADO MUNICIPAL
ESTRUCTURA	MADERA LAMINADA
ENTREVIGADO	MADERA
CUBIERTA	CERÁMICA FINA
CIMENTACIÓN	HORMIGÓN
UNIONES	RÍGIDA TIPO CORONA
TIPO DE MADERA	GL32h Abeto Rojo o similar

DATOS NUMÉRICOS	
SUPERFICIE DEL SOLAR	6.173 m ²
SUPERFICIE CUBIERTA	2.800m ²
CARGA FIJA	5 kN/m
CARGA VARIABLE	2 kN/m

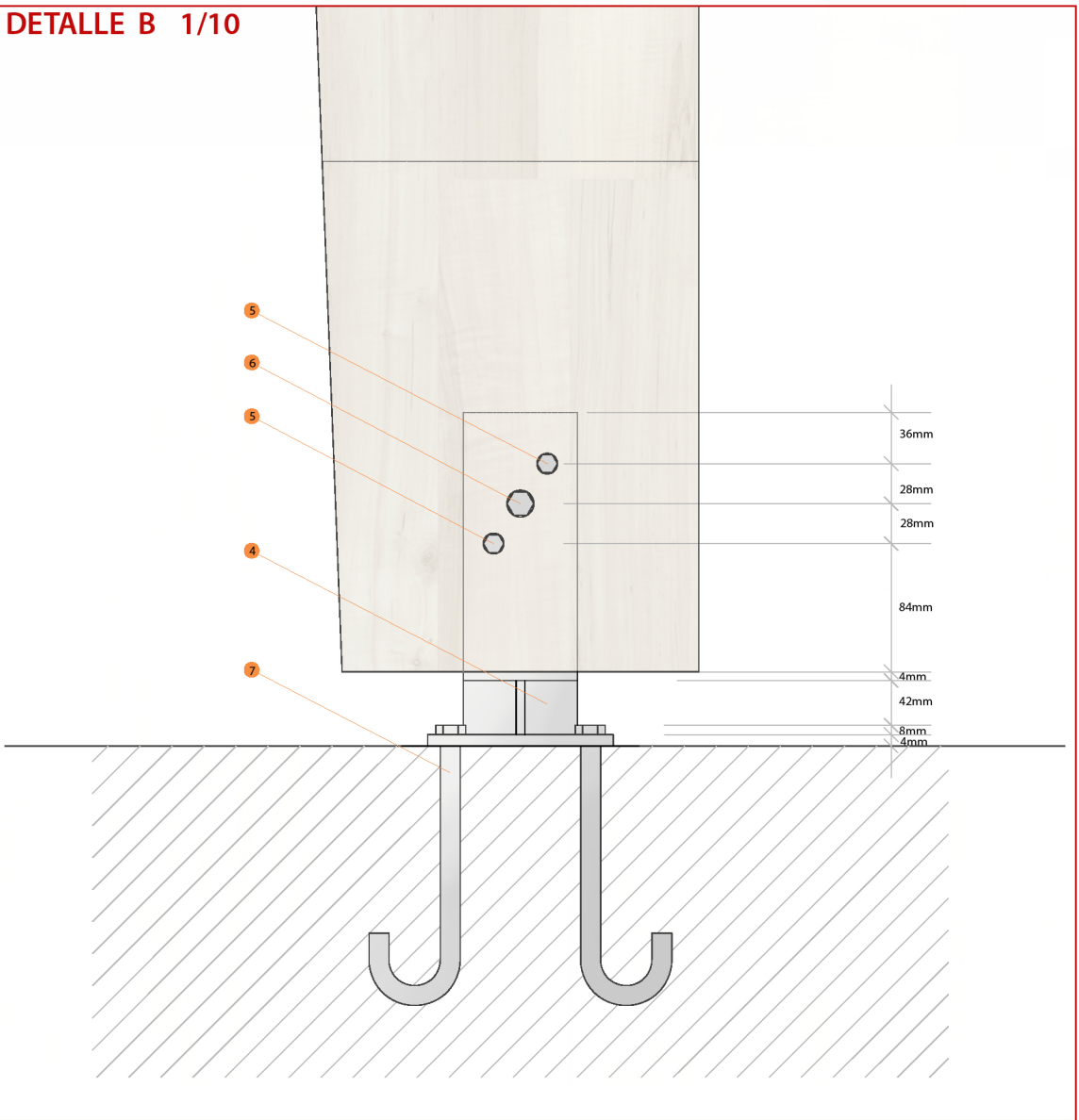
ALZADOS PÓRTICO 1/50



DETALLE A 1/10



DETALLE B 1/10



PÓRTICO TIPO CORONA, MERCADO DE CALAFELL

CARGAS:

PERMANENTE 5.0 KN/M2
VARIABLE 2.0 KN/M2
VIENTO LATERAL ; 0.24 Y 0.15 KN/M

SECCIONES:

PILARES ; 2X50X250/400-100 ,, KERTO-Q
JÁCENA ; 100X 400 MM KERTO-S

LEYENDA DE MATERIALES

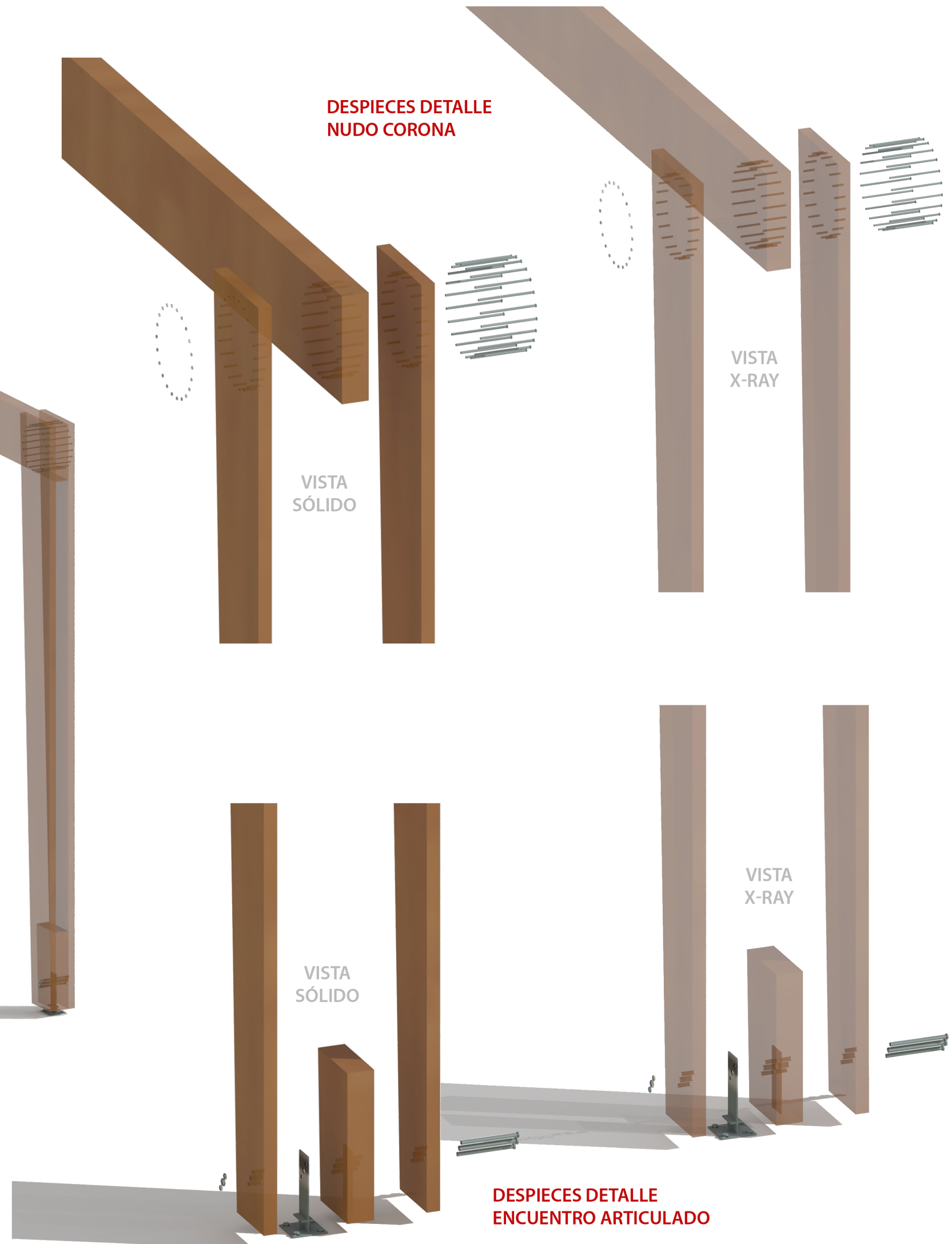
- 1 VIGA MADERA MICROLAMINADA DE ABETO 100X400X8400MM. TIPO KERTO S . RESISTENCIA A FLEXION: 44KN/MM2
- 2 DOBLE PILAR DE MADERA MICROBILAMINADA DE ABETO 50X250-400X4200MM. TIPO KERTO Q . RESISTENCIA A FLEXION: 32KN/MM3
- 3 PIEZA PARA FIJACIÓN DE PLETINAE MADERA MICROBILAMINADA DE ABETO 100X250X800MM. TIPO KERTO Q
- 4 PLETINA DE ACERO S235JR CON ACABADO GALVANIZADO EN CALIENTE DE 4MM.
- 5 BULÓN DE ACERO GALVANIZADO EN CALIENTE DE CLASE 4.6. Ø 13 MM
- 6 BULÓN DE ACERO GALVANIZADO EN CALIENTE DE CLASE 4.6. Ø 17MM
- 7 ESPERA DE ACERO CORRUGADO B-500S. Ø 14MM
- 8 UNIÓN CORONA CON PERNOS DE ACERO B-500S DE Ø 8MM
- 9 LOSA MACIZA DE HORMIGÓN ARMADA HA-25 DE FORJADO DE APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO.



VISTA TIPO RAYOS X DEL PÓRTICO

VISTA SÓLIDO DEL PÓRTICO

AXONOMETRÍAS DEL PÓRTICO RESULTANTE



DESPIECES DETALLE
NUDO CORONA

VISTA
SÓLIDO

VISTA
X-RAY

VISTA
SÓLIDO

VISTA
X-RAY

DESPIECES DETALLE
ENCUENTRO ARTICULADO

8 CONCLUSIONES

En la primera parte del estudio se han expuestos las tipologías existentes en cuanto a nudos tradicionales. En los orígenes de los encuentros de la madera no encontramos soluciones rígidas. La unión entre barras de tipo espiga (Figura 2.1.16), la más compleja y laboriosa de ejecutar, es la única solución que consigue limitar el giro hasta poder considerarse un nudo semirrígido. El resto de uniones tradicionales son simples apoyos que adquieren la estabilidad de resistir a tracción y movimiento lateral mediante incorporación de medidas auxiliares. Esto denota la complejidad de la realización de los nudos rígidos. Siendo esta complejidad y la falta de precisión la razón por la que no aparecen hasta finales del siglo XX.

En cuanto a la materia prima, la madera, no estaba considerada como material estructural moderno hasta que apareció la madera laminada. Esta a su vez no sirvió para evitar las fisuras que aparecían por los cambios de humedad al no haber holgura en las uniones rígidas tipo corona. La anisotropía no permite absorber los esfuerzos del nudo circular en el encuentro de dos piezas de madera orientadas perpendicularmente. La aparición de la madera bilaminada hace que la resistencia perpendicular a la fibra sea soportada.

El otro componente que limita la solución estudiada es el acero, ya que las resinas fenólicas tienen cualidades resistentes superiores a la madera y no suponen limitación. El acero en las estructuras de madera hace que en su comportamiento frente al fuego sea su talón de Aquiles. Encontramos que este problema ya existe en la actualidad en los sistemas utilizados, por lo que no se considera un defecto de las uniones rígidas sino en general de las estructuras de madera laminada con uniones metálicas vistas.

En la última parte del trabajo, el cálculo de los pórticos, tras analizar los resultados de los cálculos se extraen las siguientes valoraciones:

- Aprovechamiento de material. Los nudos rígidos tienen una sección de viga entre un 20-30% menor que su homólogo articulado.
- El sistema rígido que más optimiza la madera es el sistema de nudo corona, un 46% menos madera que el nudo armado.
- En grandes luces, más de 8 metros, los nudos rígidos supone un ahorro en la estructura del orden del 10-20% (si pilar mide como máximo la mitad de la jácena) frente al sistema articulado.
- En luces pequeñas (4-6 metros) la diferencia de consumo de madera es despreciable entre sistema rígido y articulado.
- Si el diseño de la estructura rígida se realiza con un ángulo de 120 grados en el encuentro pilar jácena permite aumentar su capacidad resistente en un 20%.
- El sistema rígido es estable en su conjunto. Los sistemas rígidos no requieren de arriostramiento.
- Los pórticos articulados deben estabilizarse en la dirección del pórtico mediante un arriostramiento o empotramiento.
- En el sistema de armadura no se considera ni penaliza el uso de acero frente a la resistencia al fuego.
- Las uniones tipo corona no presentan diferencia apreciable frente a las articuladas en cuanto a resistencia al fuego.

- No es recomendable en construcciones en altura los nudos rígidos. Los esfuerzos producidos por el viento son tan penalizantes como la carga vertical, que hace inviable estructuras altas.
- La mayor eficiencia de los pilares del sistema corona se debe a la variación de sección de sus pilares y a que tienen un momento de inercia muy similar al de sistema armado con la mitad de madera al estar separadas 10cm entre ellas.
- Para poder incluir la corona en secciones pequeñas puede ser necesario sobredimensionarse la sección para poder incluir la corona.
- La falta de radio en secciones grandes se soluciona con dobles coronas concéntricas sin necesidad de sobredimensionar la sección de madera.
- En el sistema corona, la calidad de la madera, su densidad y resistencia en el sentido transversal a la fibra son los factores determinantes para resistir el doble cortante. Por ellos la madera bilaminada de alta densidad es una condición necesaria para la viabilidad del sistema.
- El sistema armado no es reutilizable al no poderse desmontar sin previamente romper las uniones rígidas. El reciclaje pasa por triturar o fundir la materia prima desmantelada.
- El coste del mantenimiento, tanto ecológico como económico, no varía respecto a los sistemas articulados tradicionales.
- El sistema corona se considera un sistema reutilizable y reciclable al ser fácilmente desmontable. No aporta ninguna novedad en cuanto a reciclaje y reutilización frente a los sistemas articulados tradicionales.
- El sistema corona no consigue mostrar toda su capacidad al estar muy limitado por el cortante en el nudo.

Se considera por tanto que el sistema de uniones rígidas es un sistema que queda justificado su uso en estructuras de grandes luces y de baja altura. Se puede afirmar que el sistema corona es un sistema ecológico al reducir hasta el 30% el consumo de madera. Quedando el sistema armado para uso exterior y de zona de riesgo de incendio. El sistema armado podría adaptar sus formas a las demandas tensionales tal y como hace el nudo corona para optimizar el consumo de madera.

El sistema rígido supone un adelanto en la batalla para reducir el consumo de madera y por simplificar las estructuras, al ser estable y no necesitar arriostramiento. No es un sustituto de los sistemas articulados al estar limitado en altura, por el viento, y también por el tamaño mínimo de la corona en estructuras de poca sección, que puede conllevar un sobredimensionado del pórtico.

BIBLIOGRAFIA

LIBROS

Graubner, Wolfram. 1991. 'Ensamblados en madera' Ediciones CEAC. Barcelona.

Argüelles R., Arriaga F. y Martínez J.J. (2000), Estructuras de madera. Diseño y cálculo. AITIM (Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho), Madrid.

Natterer J., Herzog T. y Volz M. (1991) Construire en bois 2 (Holzbau Atlas Zwei) , Institut Für Internationale Architektur-dokumentation GmbH, Munich.

Mañá F. y Ceres F. (1989), Fustes per a la construcció. Institut de Tecnologia de la construcció de Catalunya. Barcelona

Porteous, J., Kermani, A. (2007), Structural Timber Design to Eurocode 5. Blackwell Publishing, Singapore.

TESIS

Martin Uhre Pedersen (2002) Tesis 'Dowel Type Timber Connections' Universidad Técnica de Dinamarca (DTU), Lyngby.

Arianna Guardiola Villora (2006) Comportamiento de los nudos semi-rígidos en estructuras metálicas de edificación. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.

REVISTAS

Tectónica 13, Estructuras Madera (II). ATC ediciones. 1995. Madrid

Adhesivos para estructuras de madera laminada, AITIM, Nº 179, artículo 28. ene/feb 1996. Madrid

'Adhesivos estructurales', AITIM, Nº 178, artículo 36. Nov/dic 1995. Madrid

'Madera laminada: Encolado de las uniones dentadas' de la revista AITIM nº 184 , nov/dic 1996. Madrid

Gerold, M. (1992). 'Verbund von Holz und Gewindestangen aus Stahl' (Combinación de madera y varillas de acero roscado). Bautechnik nº 69: 167-178.

PÁGINAS WEB CONSULTADAS:

www.madertac.com/

Fecha de consulta: octubre 2010

www.infomadera.net/

Fecha de consulta: octubre 2010

www.maderasaguirre.com/

Fecha de consulta: abril 2010

www.pymasa.com

Fecha de consulta: marzo 2010

www.akzonobel.com

Fecha de consulta: marzo 2010

www.binderholz.com

Fecha de consulta: noviembre 2010

www.lederer-online.com

Fecha de consulta: abril 2011

<http://antonuriarte.blogspot.com>

Fecha de consulta: Junio 2011

<http://www.worldsteel.org>

Fecha de consulta: Junio 2011

www.willmottdixongroup.co.uk

Fecha de consulta: Junio 2011

NORMATIVA CONSULTADA

EN 1995 - Eurocode 5

Código Técnico de la edificación en sus documento básicos: SE, SE-AE, SE-M y SE-A. 2009

Instrucción del hormigón estructural, EHE 2008.

UNE-EN 1858:2004: Madera estructural. Clases resistentes. Asignación de calidades visuales y especies. Sustituida en abril de 2011 por UNE-EN 1912:2005+A4:2010 ERRATUM:2011.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a la tutora de este proyecto, Núria Casquero Modrego la dedicación, apoyo y buen carácter recibido a lo largo de todo el tiempo que me ha llevado la elaboración del estudio.

Del mismo modo agradecer a Oriol Carreras, técnico calculista de Tecnifusta, por su colaboración, entera disposición y ayuda a la hora de realizar los cálculos de los diferentes pórticos.